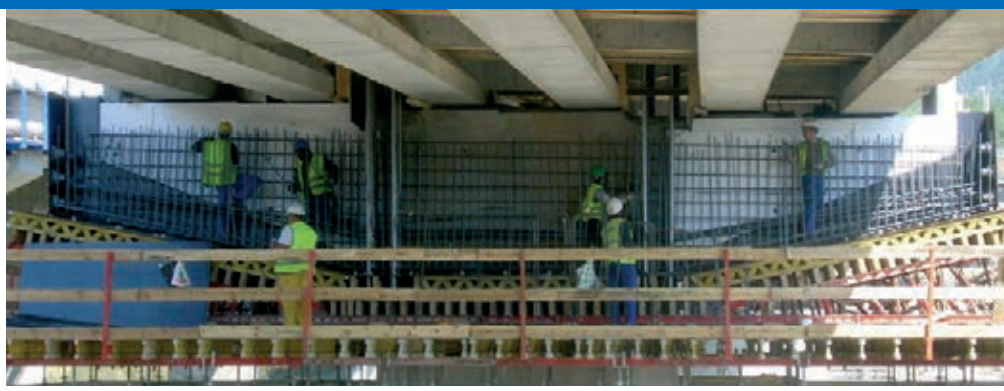
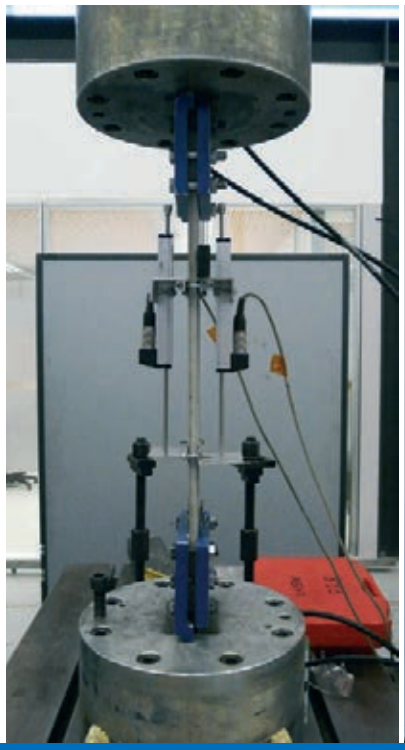
HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | octubre-diciembre 2012 | Volumen 63 - nº 266





Intervención en estructuras existentes

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

VSL

REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL
Reparación, refuerzo y protección de estructuras

Actuación en estructuras de hormigón, acero o mampostería

Soporte técnico, ingeniería y ejecución de la obra

Refuerzo activo, control de deformaciones, apeos, cambios estáticos

Postesado exterior, fibra de carbono, barras, tirantes, recrecido seccional

Paseo de Gracia, 11 - escalera B, 1ª planta
08007 BARCELONA
Tel. +34 93 289 23 30
Fax + 34 93 289 23 31
ctt@vsl.com
www.ctt-stronghold.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fotos de portada: cortesía de los autores de los artículos.

HORMIGÓN y ACERO

octubre - diciembre 2012 | Volumen 63 - nº 266

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:

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

CONSEJO EDITORIAL:

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

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

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

Vocales:
Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados, Madrid)*
Ángel Arteaga Iriarte (instituto e. torroja - CSIC, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz (Etsi Caminos - UPM, Madrid
Jaime Fernández Gómez (Intemac, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
David Izquierdo López (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Antonio José Madrid Ramos (Proes, Madrid)
Patricia Olazábal Herrero (Santander)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)*
Bernardo Perepérez Ventura (ets de Arquitectura - UPV, Valencia)
Alejandro Pérez Caldentey (fhecor, Madrid)
Álvaro Serrano Corral (MC2 Estudio de Ingeniería, Madrid)
Julio Vaquero García (Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:**

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

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

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

REDACCIÓN / CONTACTO:

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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

7 | **Un nuevo método de rehabilitación y ampliación de dinteles en puentes de vigas. Aplicación al viaducto de La Jarosa**
A new method for rehabilitating caps on girder bridges. Application to La Jarosa Viaduct
Luis Peset González, Juan Jesús Álvarez Andrés, Luis Sopeña Corvinos y Jorge Aparicio García

31 | **Prolongación de andenes de la estación de Sant Gervasi (Barcelona)**
Lengthening the Sant Gervasi Station platforms in Barcelona
Josep Maria Roig Vilaseca y Javier Bespín Oliver

45 | **Obras de ampliación del Casón del Buen Retiro**
Enlargement of the "Casón del Buen Retiro"
Antonio Guajardo Plaza, Purificación Bautiste Villanueva, Antonio Díaz Martín y Juan Rodado López

57 | **Sustitución de cimacios sobre los capiteles de las columnas del patio de los bojes del Museo de Bellas Artes de Sevilla**
Replacement of the cymatia on the column capitals in the Boxwood Courtyard, Visual Arts Museum of Seville
José Luis Martínez, Illán Paniagua y Francisco González

67 | **Inspección especial de la pasarela atirantada de El Perelló**
Special inspection of the cable-stayed footbridge at El Perelló
David Ferreras Camarero, Roberto Martí Martí y Jaime Somalo Vilana

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

79 | **Refuerzo a flexión de hormigón de bajas prestaciones mediante materiales compuestos de matriz inorgánica**
Flexural strengthening of low grade concrete with inorganic composites
Pello Larrinaga Alonso, José Tomás San-José, David García y Leire Garmendia

SUMMARIES

94 | *A new method for rehabilitating caps on girder bridges. Application to La Jarosa Viaduct*
Luis Peset González, Juan Jesús Álvarez Andrés, Luis Sopeña Corvinos and Jorge Aparicio García

95 | *Lengthening the Sant Gervasi Station platforms in Barcelona*
Josep Maria Roig Vilaseca and Javier Bespín Oliver

96 | *Enlargement of the "Casón del Buen Retiro"*
Antonio Guajardo Plaza, Purificación Bautiste Villanueva, Antonio Díaz Martín and Juan Rodado López

97 | *Replacement of the cymatia on the column capitals in the Boxwood Courtyard, Visual Arts Museum of Seville*
José Luis Martínez, Illán Paniagua and Francisco González

98 | *Special inspection of the cable-stayed footbridge at El Perelló*
David Ferreras Camarero, Roberto Martí Martí and Jaime Somalo Vilana

99 | **Flexural strengthening of low grade concrete with inorganic composites**
Pello Larrinaga Alonso, José Tomás San-José, David García and Leire Garmendia,

OTRAS INFORMACIONES

Reseñas bibliográficas

100 | **Cable stayed bridges** (Holger Sevensson)

101 | **Guía para las estructuras de hormigón "verde"** (FIB)

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | octubre - diciembre 2012 | Volumen 63 - nº 266
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Sistema MBrace®

Sistema Integral para Refuerzo de estructuras

Mejora las capacidades de carga de estructuras de hormigón.
Restablece la capacidad de estructuras del hormigón deteriorado.
Corrige errores de diseño o de construcción.

MBrace

Documento
Idoneidad Técnica

visite nuestra web
www.mbrace.es

BASF
The Chemical Company

BASF Construction Chemicals España, SL
Carretera del Mig, 219 • 08907 L'Hospitalet de Llobregat • www.basf-cc.es • basf-cc@basf-cc.es

Monografías publicadas

ACHE

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Reparación y Mantenimiento

Mejorar, Perpetuar, Asegurar

SAFETY FIRST

Think QUALITY

environment FOCUSED

FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

Trabajar juntos para que sus proyectos sean un éxito

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Un nuevo método de rehabilitación y ampliación de dinteles en puentes de vigas. Aplicación al viaducto de La Jarosa

A new method for rehabilitating caps on girder bridges. Application to La Jarosa Viaduct

Luis Peset González[(1)], Juan Jesús Álvarez Andrés[(1)], Luis Sopeña Corvinos[(1)] y Jorge Aparicio García[(2)]

Recibido | *Received:* 29-12-2011
Aceptado | *Accepted:* 26-09-2012

Resumen

Con motivo de la ampliación y reparación del viaducto de La Jarosa (Madrid), se ha desarrollado un nuevo sistema muy ventajoso para la rehabilitación de dinteles de pilas en puentes de vigas. Dicha estructura presentaba una considerable degradación por corrosión de las armaduras, y además debía ser ensanchada, por lo que se acometió una gran operación de reparación y ensanche. El mayor problema consistía en la ampliación y reparación de los dinteles de las pilas, cabeceros de tipo martillo que iban a ver incrementados sus esfuerzos y que estaban en precario estado por la avanzada corrosión de su armadura. En lugar de recrecerlos y repararlos, se ha implementado un sistema de nuevos dinteles colgados de los existentes con una disposición estructural tal que libera a éstos últimos de sus esfuerzos de flexión. Adicionalmente, este método permite realizar las operaciones con mínima afección al tráfico y en unos plazos muy reducidos.

Palabras clave: durabilidad, barra postesada, cable de postesado, sustitución, reparación, hormigón autocompactante, ampliación.

*Abstract**

On the occasion of the widening and rehabilitation of the La Jarosa viaduct (Madrid, Spain) a new advantageous system for the rehabilitation of pier caps on beam bridges has been developed. This structure had a considerable degradation due to reinforcement corrosion. Furthermore, the structure must be widened, so a huge repair and widening operation was undertaken. The biggest problem was the enlargement and repair of pier caps, hammer caps in precarious situation due to advanced corrosion in which the loads would be increased. Instead of strengthening, enlarging and repairing them, it has been implemented a new system of new caps hung with a structural arrangement that releases the existing caps from their bending moments. Additionally, this method allows operations with minimal traffic disruption and tight deadlines.

Keywords: *durability, prestressing bar, prestressing strands, replacement, rehabilitation, self-compacting concrete, widening.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 94 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).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INGETURARTE, S.L. (Madrid, España).

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo del nuevo sistema para rehabilitación y ampliación de dinteles de pilas que se expone en este artículo ha surgido como respuesta a una necesidad particular de una obra donde se daban múltiples condicionantes que restringían el posible campo de actuación. Precisamente ello permite suponer que tal sistema, o sus posibles variantes, sean aplicables en casos de igual o menor complejidad.

Dicho sistema consiste en ejecutar unos dinteles que apoyen sobre el existente de manera tal que liberen a éste del trabajo de flexión transversal; las cargas se transmiten directamente del tablero al nuevo dintel, y del nuevo dintel pasan al fuste de la pila a través del antiguo solicitando a éste únicamente a compresión. Este sistema, denominado "dinteles colgados", se describe y desarrolla de forma detallada más adelante (Figura 1).

La obra que ha dado lugar a este sistema es la rehabilitación y ampliación del viaducto de La Jarosa, en su calzada de sentido La Coruña. Esta estructura se encuentra en la autopista AP-6, en la provincia de Madrid, muy cerca del límite con Segovia, en plena sierra de Guadarrama y próxima al embalse de La Jarosa (Figura 2).

La autopista tiene tres calzadas paralelas, correspondientes respectivamente al sentido Madrid (o calzada izquierda), calzada reversible (o central) y sentido La Coruña (o calzada derecha); cada una consta de un viaducto independiente (Figuras 3 y 4). Los dos viaductos más antiguos se construyeron respectivamente en 1963 y 1972. Más recientemente, para satisfacer la creciente demanda de tráfico, se construyó la tercera calzada, que es la del sentido Madrid, de forma que la antigua calzada izquierda queda en medio como reversible (el sentido del tráfico se cambia en función de las necesidades puntuales). La calzada derecha sigue siendo la de sentido La Coruña, y a ella pertenece el viaducto objeto de la actuación definida en este artículo.

El viaducto perteneciente a la calzada derecha tiene 9 vanos isostáticos de 36,50 m de luz (Figura 5). Las pilas tienen alturas comprendidas entre 7,4 m y 27,6 m.

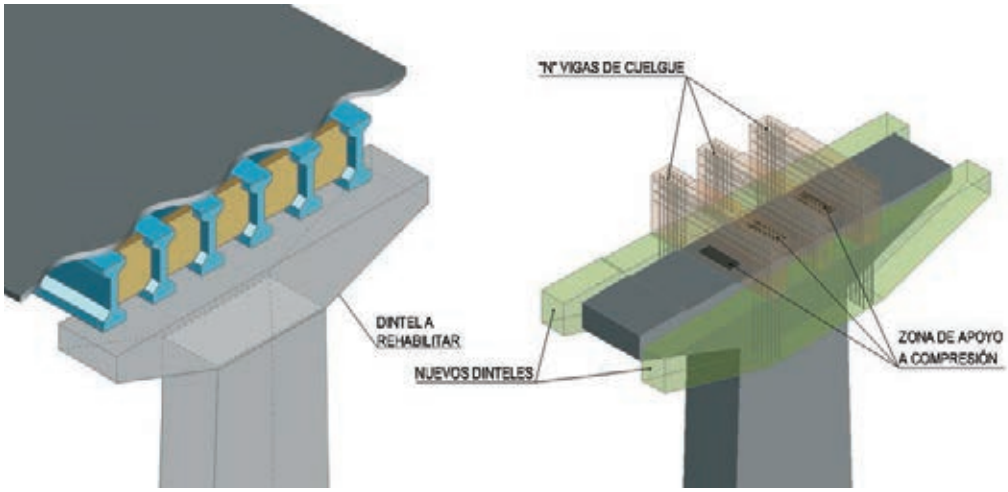


Figura 1. Esquema de un dintel de un puente de vigas antes y después de la intervención

Figura 2. Viaducto de La Jarosa (calzada sentido La Coruña) antes de la intervención

Figura 3. Viaductos de La Jarosa (3 calzadas separadas) antes de la intervención. De abajo a arriba: calzada sentido La Coruña, calzada reversible y calzada sentido Madrid

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Los fustes son de sección rectangular con dos aligeramientos rectangulares interiores y tienen dimensión variable en dirección transversal. En coronación se dispone un cargadero o dintel formando una T con el fuste. La cimentación es directa mediante zapata en todos los casos. Los estribos son cerrados convencionales y también tienen cimentación superficial.

La sección transversal del tablero original constaba de seis vigas en doble T pretensadas de 2,0 m de canto equiespaciadas 1,91 m y conectadas tanto por la losa superior de 0,20 m de canto como por riostras transversales de hormigón armado situadas cada 7 m (Figura 6).

Este viaducto presentaba dos problemas fundamentales: la calzada no cumplía los condicionantes actuales de trazado en cuanto a anchura total y de arcenes, y la estructura presentaba daños por corrosión de las armaduras.

En lo que respecta a la anchura de la plataforma, el puente contaba con la siguiente distribución: acera interior (con bionda incluida) de 0,90 m de ancho, arcén de 0,25 m, dos carriles de 3,50 m, carril lento de 3,00 m y acera exterior (con bionda) de 1,40 m de ancho, lo que daba un ancho total de 12,55 m. Para

Figura 4. Viaductos de La Jarosa. De izquierda a derecha, calzada sentido Madrid, calzada reversible y calzada sentido La Coruña

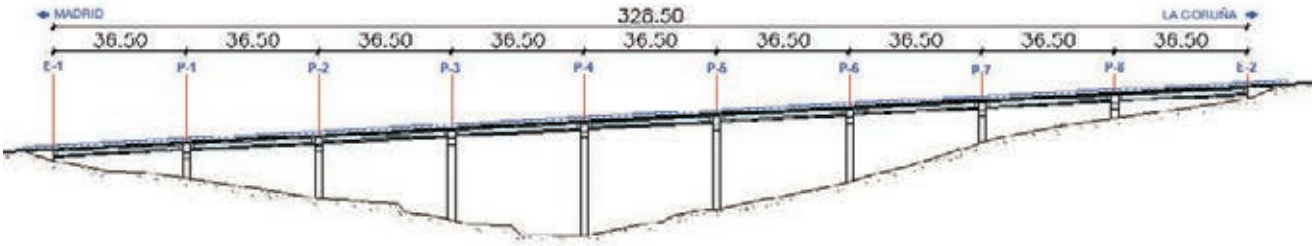


Figura 5. Viaducto de La Jarosa calzada derecha (sentido La Coruña). Alzado longitudinal

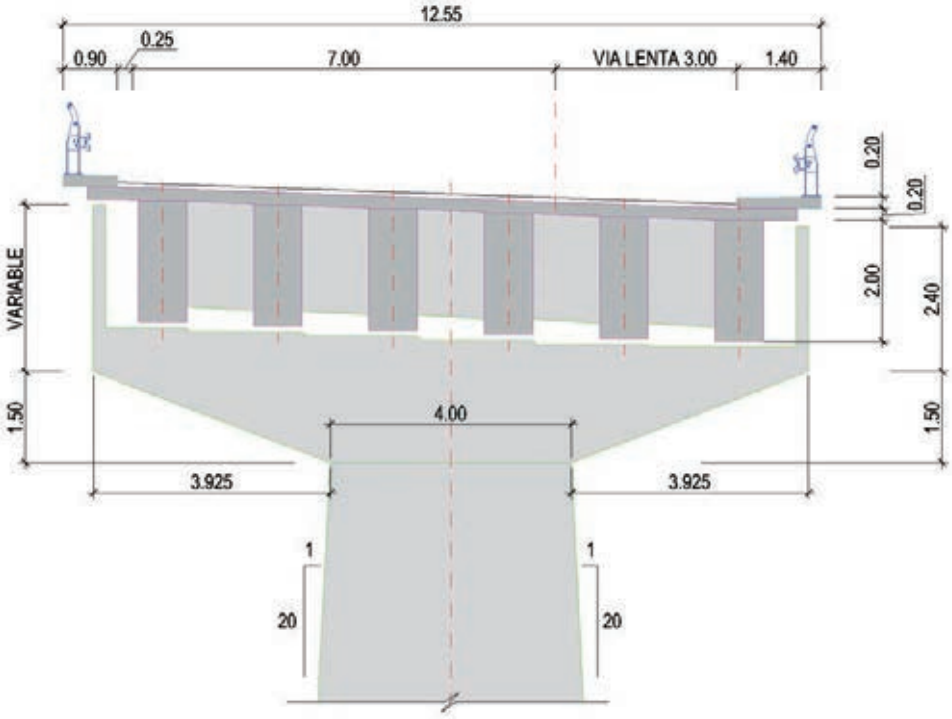


Figura 6. Viaducto de La Jarosa. Sección transversal de la estructura original

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

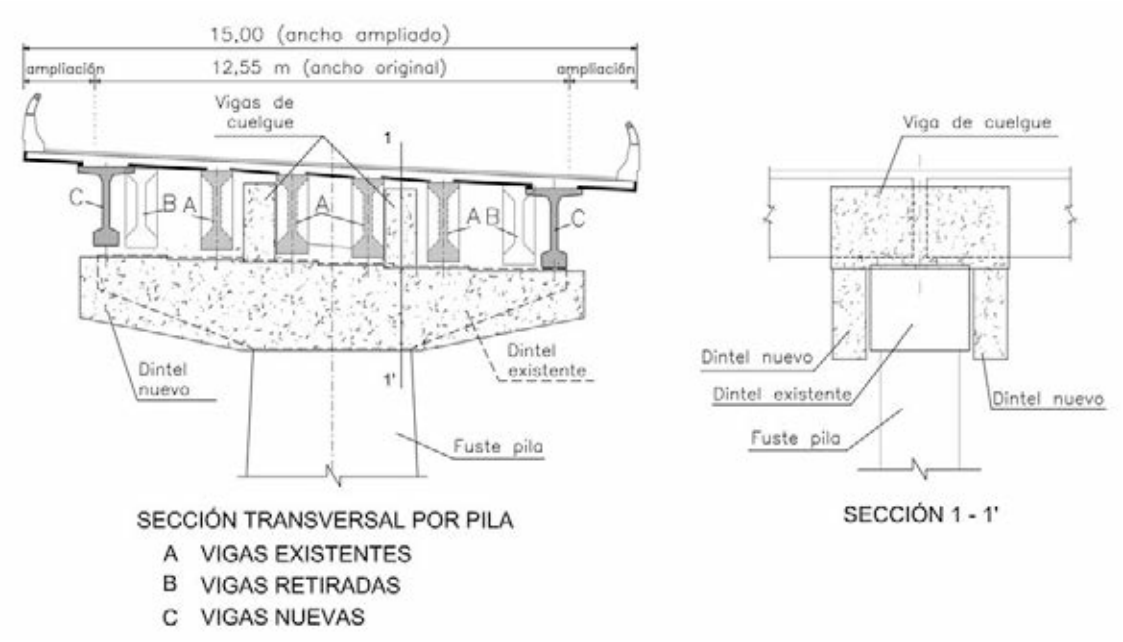


Figura 7. Viaducto de La Jarosa. Sección transversal de la estructura ampliada

cumplir lo estipulado en la Instrucción de Carreteras [1], debía pasarse a tres carriles de 3,50 m, arcén interior de 1,50 m, arcén exterior de 2,50 m y pretiles de 0,50 m cada uno, totalizando 15,50 m. Es decir, era necesario un aumento de anchura de 12,55 m a 15,50 m; tal ensanchamiento podía ser simétrico, repartiéndose por igual a ambos lados de la plataforma (Figura 7).

En cuanto a la afección por corrosión, el hecho de que la estructura se encuentre en una zona de montaña, donde las heladas durante los meses de invierno son repetidas y severas, hacía que la acción de las sales de deshielo hubiera menoscabado la integridad estructural y estética de varios elementos de la estructura, deteriorando tanto las superficies de hormigón como las armaduras (Figura 8). Por este motivo era necesario llevar a cabo diversas actuaciones de reparación y rehabilitación que, en algunos casos, consistían en reparaciones locales (fustes de pilas y algunas vigas del tablero) y, en otros, en sustitución de elementos completos por otros nuevos (algunas vigas, la losa superior del tablero y los dinteles de las pilas, cuya novedosa solución es lo más relevante de esta actuación).

Estas dos necesidades, ampliación de la calzada y rehabilitación estructural, dieron lugar a que Iberpistas, concesionaria de la explotación de la AP-6, decidiera acometer diversas actuaciones en los distintos elementos del viaducto, actuaciones que se describen en el siguiente apartado. En el caso particular de los dinteles tuvo lugar al desarrollo del ya mencionado nuevo sistema de rehabilitación, el cual es el objeto de este artículo y que se desarrolla más adelante en detalle.

2. VIADUCTO DE LA JAROSA: DESCRIPCIÓN DE LAS ACTUACIONES DE AMPLIACIÓN Y REHABILITACIÓN

Tal como ha quedado expuesto, la intervención sobre el viaducto tenía dos objetivos: incrementar la anchura de la plataforma y reparar o sustituir los elementos dañados por la corrosión. Todo ello se debía

Figura 8. Viaducto de La Jarosa. Daños en armaduras por corrosión (sales fundentes)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

realizar en un plazo breve, por exigencias de explotación de la empresa concesionaria de la autopista, y minimizando la afección al tráfico de la misma. El hecho de disponer de tres calzadas (una por sentido más la reversible) permitía que se pudieran realizar cortes de tráfico de la calzada objeto de la intervención. No obstante, existía una fecha límite coincidente con el comienzo de un periodo vacacional y por lo tanto de alta demanda, en la cual la obra tenía que estar terminada y las tres calzadas en uso.

Las actuaciones sobre el viaducto se desglosan a continuación.

2.1. Pilas y Estribos

Los estribos se ampliaron lateralmente sin necesidad de actuar sobre la cimentación, aunque fue necesaria la ejecución de una pantalla de micropilotes auxiliar para evitar el derrame de tierras del terraplén durante la ampliación del estribo, y poder mantener la calzada en servicio.

En el caso de las pilas, se analizó la necesidad de reforzar los fustes y zapatas, y la conclusión fue que los fustes seguían siendo válidos con la nueva configuración a pesar de recibir mayor carga del tablero al aumentar el ancho. Sí fueron necesarias algunas actuaciones puntuales de reparación en zonas concretas en las que hubo que picar, sanear, pasivar y rellenar con mortero. Por su parte, las zapatas sí tuvieron que reforzarse. Debido a la existencia de varios servicios afectados adyacentes, fue necesario diseñar un refuerzo específico para cada zapata.

2.2. Tablero

Todas las vigas de borde presentaban una severa corrosión, por lo que debían reemplazarse. Las nuevas vigas exigían mayor capacidad portante, puesto que se sitúan precisamente en la zona de ampliación de calzada. Por este mismo motivo, se sitúan en alineaciones diferentes a las de las vigas que sustituyen, desplazadas unos 90 cm hacia el exterior y resultando unos interejes de las 6 vigas de 2,80 - 1,91 - 1,91 - 1,91 - 2,80 metros. Adicionalmente, algunas de las vigas interiores de los vanos adyacentes a juntas transversales del tablero también necesitaban ser reemplazadas.

La losa superior existente se encontraba muy deteriorada por la corrosión por lo que debía ser demolida y sustituida. La nueva losa tiene un espesor de 25 cm (frente a los 20 cm de la antigua) debido al aumento de algunos de los interejes de las vigas y la existencia de voladizos en los bordes.

Es importante resaltar que la ausencia de drenaje adecuado en el viaducto primitivo fue una de las causas más determinantes de su avanzado deterioro, por lo que era necesario disponer adicionalmente un sistema de drenaje, recogida y evacuación de efluentes tal que permitiera mejorar las futuras condiciones de durabilidad de la estructura.

El viaducto se encontraba en líneas generales en mal estado a pesar de que en el pasado se habían llevado a cabo algunos estudios y análisis acerca del proceso de deterioro del mismo [2], [3], [4] así como actuaciones de reparación de la estructura; como ejemplo, en su origen había juntas de dilatación sobre todas las pilas, y en 1988 se realizó un estudio de supresión de juntas (encargado a la consultora Proes) a consecuencia del cual se dio continuidad a grupos de tres vanos [5].

2.3. Dinteles

Los dinteles de pilas existentes debían ser rehabilitados y preparados para poder recibir todas las vigas del tablero. Las nuevas vigas de borde, que quedaban más alejadas del eje longitudinal del puente que las originales, obligan a los nuevos dinteles a resistir el incremento de carga debido al ensanchamiento de la plataforma.

El estado de los dinteles no era adecuado puesto que la corrosión era muy avanzada, si bien el hormigón estaba en un estado aceptable. Es decir, el deterioro de las armaduras superiores de los dinteles aconsejaba no confiar en la capacidad de las mismas y dejar fuera de uso estructural los vuelos de aquéllos, pero se consideraba que el hormigón del dintel sí era capaz de soportar compresiones, a la vista de que su estado era adecuado.

Era necesario desarrollar una solución que permitiera la rehabilitación y la ampliación de los dinteles existentes manteniendo el tráfico por encima del tablero el máximo tiempo posible. Todos estos condicionantes (el estado deteriorado de las armaduras, pero no del hormigón del dintel, la capacidad estructural de los fustes de pilas, y la imposibilidad de cortar el tráfico más que lo estricto para llevar a cabo las actuaciones sobre el tablero) llevaron a la concepción, diseño y desarrollo de la solución objeto de presente artículo.

3. NUEVO SISTEMA DE REHABILITACIÓN MEDIANTE "DINTELES COLGADOS": CONCEPTO

El principal objetivo de este nuevo sistema es la liberación los dinteles existentes de su trabajo de flexión transversal. Esta flexión será asumida por los nuevos dinteles de forma que las cargas pasarán a la cabeza del fuste a través de la parte central del dintel exis-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tente y por medio de las vigas de cuelgue apoyadas en la parte superior de dicho dintel primitivo, como una acción de compresión (Figura 9).

De aquí se infiere el sistema estructural consistente en suspender los nuevos dinteles sobre la cabeza del fuste de pila, utilizando vigas de cuelgue, de forma que dichos nuevos dinteles queden adosados al existente.

Los elementos fundamentales añadidos a la infraestructura presente son, pues, los dos nuevos dinteles adosados a los existentes y un número determinado de vigas de cuelgue (mínimo 2).

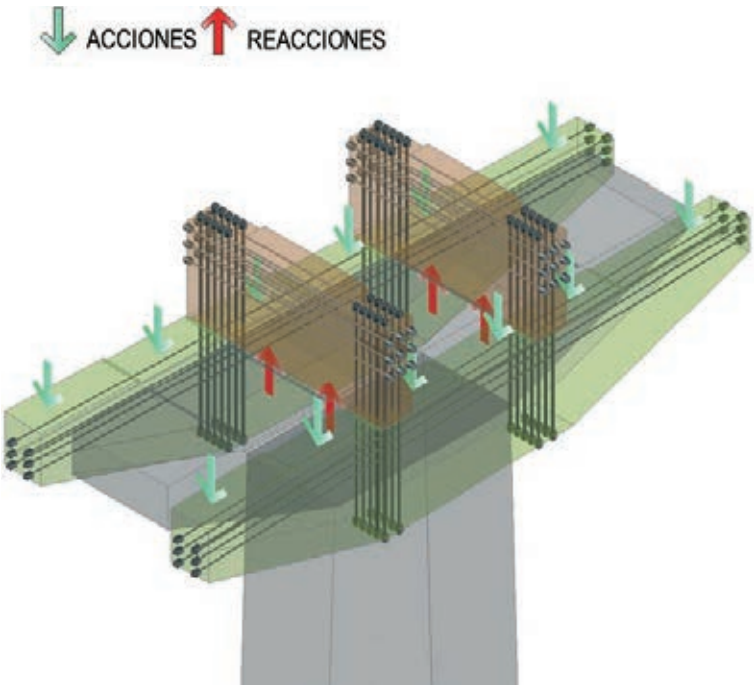


Figura 9. Esquema conceptual de trabajo del sistema de dinteles colgados

3.1. Criterios fundamentales de diseño

Es necesaria la realización de un estudio de soluciones en busca de la solución óptima tomando como guía cuatro criterios fundamentales interrelacionados entre sí: el de mínimo coste total de ejecución, el de mínima interrupción del tráfico existente sobre la estructura, el de máxima durabilidad y el mínimo coste de mantenimiento asociado a la durabilidad predeterminada.

En una actuación de estas características es habitual que el coste de los materiales empleados sea muy inferior al coste de los medios de ejecución, por lo que, para minimizar el coste total de ejecución, es fundamental la optimización del procedimiento constructivo de forma que no sólo sea viable, sino que tenga un coste mínimo de entre los posibles.

La mínima afección al tráfico es, por defecto, un criterio fundamental a la hora de diseñar cualquier intervención en una vía principal de la red de carreteras, y es de especial importancia en vías de peaje por economía, servicio al usuario y por seguridad, tanto para el usuario como para el trabajador de la obra. Nuevamente, el proceso constructivo vuelve a ser de gran importancia.

En cualquier estructura en general la durabilidad es un aspecto clave que hay que cuidar. Pero en una estructura que ya ha sufrido daños y problemas de durabilidad, el diseño de una solución adecuada es fundamental. Se trata pues, en este caso, de obtener la máxima durabilidad para el periodo de vida útil de la estructura, asociada a un mínimo coste de mantenimiento; lo que implica una mayor inversión inicial en lugar de diferir la inversión durante el periodo de vida útil.

3.2. Condicionantes de proyecto

Dentro de los condicionantes de proyecto se pueden diferenciar los siguientes tipos: los geométricos o de contorno, la capacidad resistente remanente de los elementos estructurales a conservar en la rehabilitación y las acciones a considerar.

3.2.1. Geométricos o de contorno

El nuevo dintel está fuertemente condicionado por la geometría del resto de elementos existentes del viaducto a rehabilitar: fuste de pila, dintel y tablero.

El fuste de la pila entronca con el dintel en una sección mínima en cabeza, por lo que sus dimensiones, su tipo –si es maciza o hueca– y el detalle en la unión con el dintel existente –si la sección está macizada en cabeza y a qué distancia se pierde el macizado– son aspectos fundamentales a tener en cuenta. Esta geometría define la zona preferente de apoyo de las vigas de cuelgue.

El dintel existente influye en la concepción apriorística de la configuración formal de los dinteles asociados, que deben intentar ajustarse a la geometría primitiva. No obstante, el ensanchamiento del tablero y las nuevas cargas asociadas obligan a concebir un alzado envolvente de los dinteles originales.

El tablero original es el que más limitaciones geométricas impone a la solución:

- La separación entre el plano superior del dintel y el plano inferior de la losa del tablero delimita el canto máximo de las vigas de cuelgue.
- La separación entre las vigas prefabricadas del tablero delimita el ancho máximo de las vigas de cuelgue más las tolerancias laterales dependientes del material de las mismas. Es decir, el ancho resistente será siempre menor que esta dimensión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

- La colocación de las vigas prefabricadas con respecto a la huella en planta de la sección mínima en cabeza del fuste de pila condiciona el número de vigas de cuelgue a disponer.
- El ancho total máximo del dintel existente influye en la longitud de las vigas de cuelgue.
- La existencia de vigas riostras entre vigas prefabricadas puede exigir la demolición parcial o total de las mismas.

De las limitaciones indicadas anteriormente se infiere la principal limitación constructiva: el poco espacio disponible para la ejecución de las vigas de cuelgue, independientemente de su tipo.

3.2.2. Capacidad resistente remanente

El diseño de la actuación de rehabilitación de cada elemento tiene que contar con los datos relativos a la capacidad resistente remanente del hormigón y de armaduras de pilas y dintel. El presente caso está desarrollado bajo una hipótesis de partida, fijada por una empresa de control especialista, de modo que se sabe que la capacidad resistente del hormigón de dinteles y fustes de pilas permanece íntegra. Por el contrario, se supone que la armadura superior de dinteles originales deja de tener capacidad resistente dado su avanzado estado de corrosión. Se considera pues, en el análisis de cálculo, el dintel existente como de hormigón en masa, despreciando la colaboración de sus armaduras.

Se resalta que este sistema estructural apenas actúa invasivamente sobre la armadura superior o de flectores negativos de los dinteles primitivos, lo que permite el mantenimiento del tráfico durante la ejecución de los nuevos elementos estructurales.

3.2.3. Acciones

Los nuevos anchos de tablero y las acciones que marquen las nuevas normas [6] son factores fundamentales, ya que definen las reacciones de las zonas de apoyo de las vigas de cuelgue sobre el paramento superior de los dinteles (Figura 9).

Las vigas de cuelgue han de colocarse en número y posición tales que sus reacciones verticales sobre el dintel primitivo queden dentro de la huella de la sección superior del fuste, preferentemente dentro del núcleo central de dicha sección.

Si es grande la anchura de plataforma, la excentricidad de las sobrecargas pueden provocar alguna tracción en dichas reacciones, aunque mínima, al ser dominantes las compresiones.

En función del número y de la situación de las vigas de cuelgue respecto del fuste de la pila, y de si en alguna hipótesis de carga se producen tensiones de tracción en el apoyo (la viga de cuelgue intenta levantarse), habrá que diseñar un tipo de conexión tal que garantice una correcta transmisión de la carga al fuste de la pila a través del dintel existente y de forma que no se solicite el hormigón del dintel primitivo a tensiones de tracción excesivas.

3.3. Principales variables de diseño

En cuanto a las variables de diseño a tener en cuenta, las principales son las relativas a los materiales a emplear y a la morfología de la solución.

3.3.1. Materiales

Dentro del sistema estructural esbozado y en función de los materiales elegidos, existen varias formas de materializar el nuevo dintel colgado: mediante hormigón armado, hormigón pretensado –ambos in situ o prefabricados– acero estructural o solución mixta de hormigón y acero estructural.

Tras un predimensionamiento con los esfuerzos pésimos a los que van a estar sometidas las secciones más solicitadas de los nuevos dinteles y vigas de cuelgue, la opción de materializar cualquier elemento de hormigón armado queda descartada, ya que los elevados esfuerzos requerirían unos cantos y unos anchos de vigas de cuelgue incompatibles con el espacio disponible.

Los nuevos dinteles, adosados a los existentes y conectados a las vigas de cuelgue, no tienen limitaciones geométricas espacialmente –podrían tener cualquier canto y ancho–, pero el aumento de alguna de estas dimensiones por encima de un orden tendría repercusiones negativas en la solución final, como un mayor aumento de peso para una solución prefabricada de dinteles, o mayores esfuerzos sobre vigas de cuelgue, dintel existente, fustes y cimentación de las pilas, lo que podría llegar a invalidar la solución.

La opción de acero estructural es atractiva y factible siempre que se conciban correctamente las piezas a montar. No obstante, el coste material es mayor que el del hormigón. Además, debe resolverse el problema del mantenimiento [7], bien mediante un programa adecuado de pintado, bien mediante el recubrimiento de hormigón protector proyectado para garantizar los condicionantes de máxima durabilidad y mínimo mantenimiento.

La estructura mixta hormigón-acero es también factible y comparte ventajas e inconvenientes con la solución de acero estructural.

La opción de hormigón pretensado fue la elegida para el viaducto de La Jarosa. Al pretensar el hormigón

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

en los dos grupos de elementos (vigas de cuelgue y nuevos dinteles), es posible controlar las elevadas tensiones de tracción provocadas por los grandes esfuerzos de flexión negativa a los que serán sometidos unos y otros elementos cumpliendo además con lo estipulado en la norma EHE [8] en cuanto a rotura y servicio (durabilidad). El hormigón postesado es además adecuado dadas las estrictas condiciones geométricas de contorno para las vigas de cuelgue por permitir dimensiones menores que el hormigón armado. Consecuentemente, al ser menores los pesos, no se aumentan de forma sensible los esfuerzos y solicitaciones sobre fustes ni cimentaciones.

3.3.2. Morfología del nuevo dintel

Dentro de la solución formal que se entiende por "nuevo dintel colgado" existen dos variables reseñables que es necesario analizar desde el punto de vista funcional, constructivo y económico para determinar cuál es la configuración morfológica óptima: el número de vigas de cuelgue a disponer y la conexión o no entre extremos de nuevos dinteles.

- **Número de vigas de cuelgue:**

Como ya se ha comentado anteriormente, el número de vigas de cuelgue a ejecutar sobre el dintel existente depende fuertemente de la geometría original de la estructura, principalmente del fuste y del tablero.

También hay que tener en cuenta otra serie de factores, como el propio funcionamiento del nuevo dintel colgado, ya que es posible que aunque sea geométricamente viable la disposición de más de dos vigas de cuelgue, se compruebe que alguna de las vigas interiores apenas trabaja, de forma que su coeficiente de aprovechamiento resulte muy bajo (alta relación coste/beneficio).

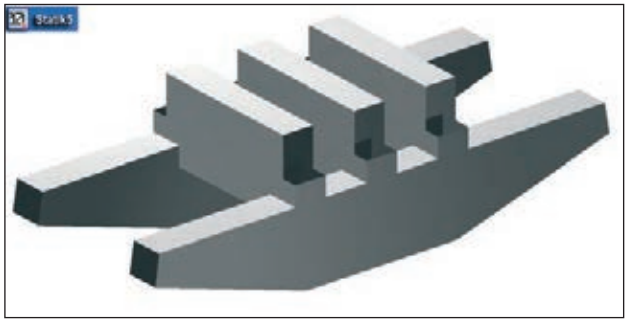


Figura 10. Render 3D del modelo de barras con 3 vigas

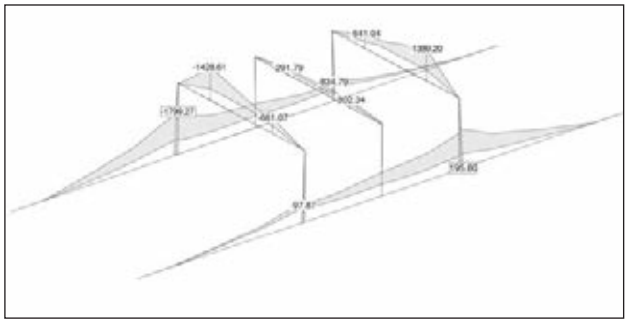


Figura 11. Modelo con 3 vigas. Envolvente de momentos flectores en ELU

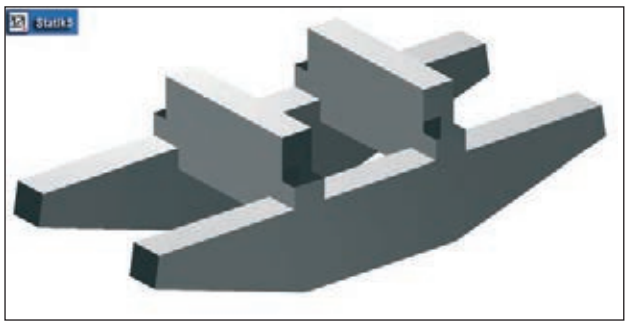


Figura 12. Render 3D del modelo de barras con 2 vigas

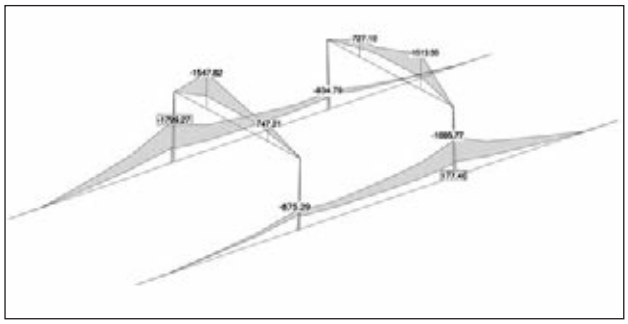


Figura 13. Modelo con 2 vigas. Envolvente de momentos flectores en ELU

Si se comprueba que la misma solución eliminando alguna viga es viable, porque las otras vigas de cuelgue son capaces de soportar la totalidad de los esfuerzos con los coeficientes de seguridad adecuados sin incrementar significativamente el coste ni la complejidad de ejecución de las mismas, ésta sería la configuración óptima (mínimo coste de material y de ejecución).

A continuación se muestran algunos de los resultados de un análisis de sensibilidad realizado para comparar el comportamiento del mismo elemento con 3 vigas de cuelgue (Figuras 10 y 11) y con 2 vigas de cuelgue (Figuras 12 y 13).

El análisis de los resultados muestra que, al añadir la tercera viga de cuelgue en el centro, se descargan las laterales únicamente un 5%, mientras que la nueva viga trabaja un 80% menos que las otras. Los esfuerzos en dinteles no varían, así como el comportamiento deformacional del conjunto. En este caso particular, es evidente que la solución óptima es la de 2 vigas de cuelgue.

Por tanto no se puede fijar a priori el número de vigas de cuelgue óptimo tan sólo mediante criterios geométricos, sino que es necesario un análisis de sensibilidad de las diferentes configuraciones posibles para determinar cuál es la que tiene un mejor comportamiento estructural con un mínimo coste.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

- **Conexión entre nuevos dinteles:**

Las acciones de las vigas del tablero sobre los dinteles adosados trabajando independientemente pueden hacer necesario el estudio de la deformabilidad diferencial de los mismos, por lo que pudiera ser necesaria la conexión en punta entre los dos dinteles de nueva planta. No obstante, en general, la gran rigidez y poca luz de los vuelos hace innecesaria esta actuación adicional.

A continuación se muestran algunos de los resultados de un análisis de sensibilidad realizado para comparar el comportamiento del mismo elemento con conexión entre dinteles (Figura 14 y 15) y sin ella (Figura 16 y 17).

El análisis de los resultados indica que al añadir la conexión en extremos de dinteles se consigue mayor uniformidad de movimientos verticales entre ambos dinteles. La flecha máxima absoluta aumenta un 3% respecto del modelo sin conexión (debido al peso del elemento de unión). A nivel de esfuerzos, la solicitación máxima en vigas de cuelgue baja un 5%, pero la solicitación máxima en dinteles sube un 3%.

En este caso se puede concluir que para un viaducto de vigas común (luz menor de 45 m, ancho inferior a 15 m) la conexión entre ambos dinteles no aporta grandes beneficios funcionales ni estructurales a la solución final, con lo que su relación coste/beneficio es alta, aunque no por ello se puede descartar que en algún caso particular sí pueda ser una opción que mejore sensiblemente el comportamiento del nuevo dintel.

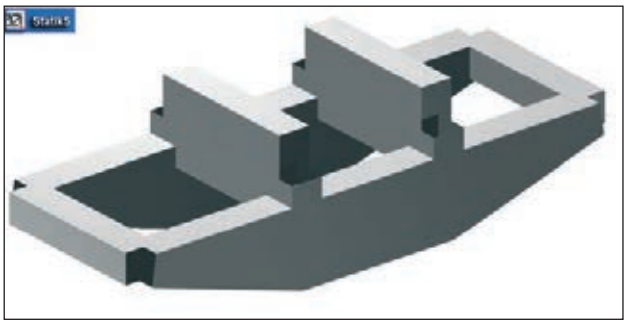


Figura 14. Render 3D del modelo con conexión de dinteles

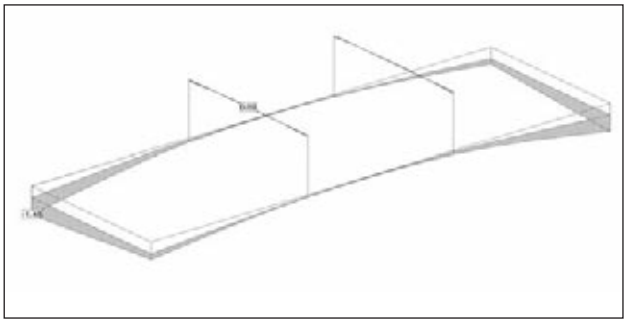


Figura 15. Modelo con conexión de dinteles. Deformada vertical en ELS

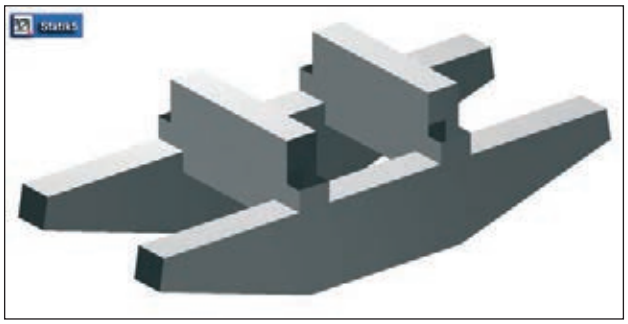


Figura 16. Render 3D del modelo sin conexión de dinteles

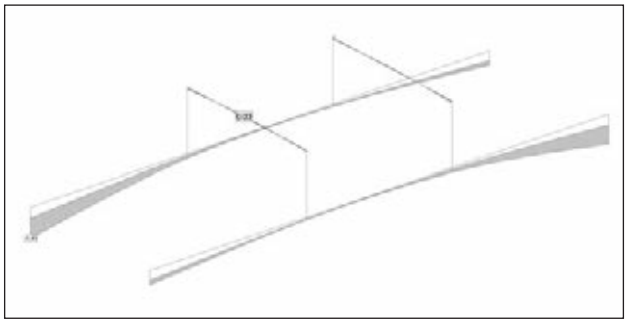


Figura 17. Modelo sin conexión de dinteles. Deformada vertical en ELS

3.4. Procedimiento constructivo

Cualquier estudio teórico que se haga no puede desvincularse del procedimiento constructivo asociado, ya que es fundamental garantizar la viabilidad tanto constructiva como económica del diseño.

Los procedimientos constructivos posibles, tales que afecten mínimamente al tráfico, deben cumplir los siguientes requisitos:

- Mientras se realizan los trabajos de rehabilitación, el dintel existente debe mantener su capacidad resistente, lo que es posible porque la nueva ejecución es de adición, sin agresión apreciable sobre el dintel primitivo que afecte a su armadura de flectores negativos, pues aquélla se limita a algunos taladros verticales para la posterior conexión entre las vigas de cuelgue a la estructura existente.
- Los trabajos deben acometerse desde abajo en su mayor parte. Las actuaciones que haya que hacer desde la plataforma de la carretera deben ser puntuales y compatibles con la apertura al tráfico en los momentos de máxima demanda sin afectar a las condiciones de calidad y seguridad en el servicio.
- La maniobra de puesta en carga del dintel rehabilitado debe ser rápida de forma que pueda ser acometida sólo mediante breves cortes nocturnos.

Los dos principales procedimientos constructivos viables para este sistema se pueden clasificar en:

- Procedimiento constructivo prefabricado izado.
- Cimbrado y ejecución in situ.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El procedimiento de ejecución in situ con cimbra es el que más claramente garantiza la independencia de los trabajos del servicio del tablero, ya que la cimbra se apoya en el suelo y todos los tajos se pueden acometer desde abajo.

La opción de prefabricar e izar las piezas requiere más tecnología y es posible que sí implique algunas interferencias con la parte superior del tablero. Por otro lado, puede tener ventajas importantes, como un ahorro en coste y plazo al tratarse de piezas prefabricadas.

Cada una de las opciones tendrá repercusiones importantes también en el diseño estructural de cada uno de los elementos, así como en el diseño de las uniones entre ellos. Además, existen condicionantes constructivos que podríamos denominar "de lugar", que son de carácter común con cualquier otra obra, pero que influyen igualmente en el diseño específico considerado. Así, la accesibilidad o no de grúas al pie de las pilas, la viabilidad económica de la disposición de cimbras, o la forma de bombeo del hormigón bajo el tablero en servicio pueden hacer decantar el diseño del procedimiento constructivo definitivo a un lado u otro.

4. DESARROLLO DEL PROYECTO DE LOS DINTELES DEL VIADUCTO DE LA JAROSA

El histórico del desarrollo del proyecto tiene su comienzo en el estudio de soluciones que evitaran el ensanche de los fustes de pilas para la ampliación del tablero y que, consiguientemente, minimizaran la actuación de recrecido de zapatas, muy condicionadas por la presencia de servicios afectados que dificultaban la ampliación.

La idea original del sistema partió de la Dirección Técnica de Dragados, que supervisó el desarrollo constructivo realizado por Ingeturarte S.L. El diseño del proyecto de los nuevos dinteles se planteó según dos posibles soluciones:

- La primera consistía en dinteles izados de hormigón postesado prefabricado
- La segunda, más convencional, planteaba una ejecución de hormigón postesado in situ con cimbra

4.1. Principales características de los nuevos dinteles

Ambas soluciones tienen una configuración geométrica muy parecida por lo que participan de ciertas características comunes que se indican a continuación:

- En cada pila se disponen dos vigas de cuelgue de 4,50 m y 4,29 m de largo respectivamente, 2,00 m de canto, y de 0,68 m de ancho en el caso de la solución izada y 0,80 m en la cimbrada.
- Las vigas de cuelgue están situadas paralelamente a la dirección longitudinal del viaducto y se colocan entre las vigas de tablero interiores y las intermedias, pegadas a estas últimas.
- Desde dichas vigas de cuelgue se cuelgan dos dinteles de 0,85 m de ancho, 2,0 m de canto y 12,75 m de largo que van a ser los cargaderos sobre los que descansen las vigas del tablero.
- El cálculo de los dinteles no es de especial complejidad. Se realizó un modelo de barras en un programa de cálculo matricial, y con base en las reacciones máximas y mínimas de las vigas del tablero definitivo se validó el funcionamiento del nuevo sistema y se dimensionaron los distintos elementos del mismo (Ver esquema de cálculo en la Figura 18). En la Figura 19 se muestra el mismo

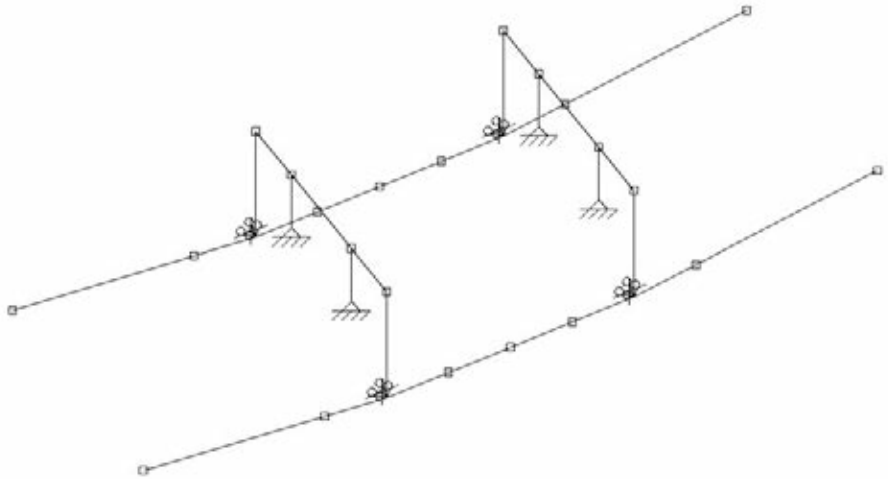


Figura 18. Esquema del modelo de cálculo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

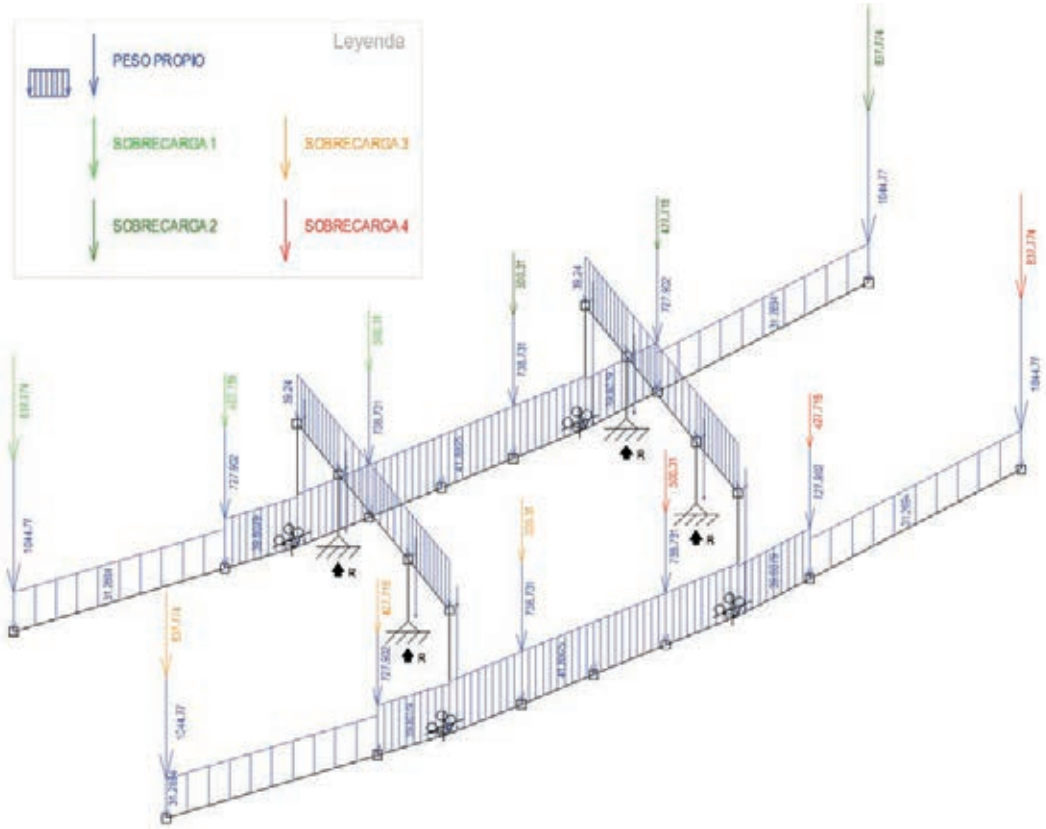


Figura 19. Esquema de acciones exteriores y reacciones

modelo con las acciones sobre él y las reacciones del dintel existente. En las Figuras 20 y 21 se observa el comportamiento del nuevo sistema frente a dos de las combinaciones de acciones más desfavorables.

- Para conseguir una definición geométrica invariante en planta de los elementos de dinteles y vigas de cuelgue en todas las pilas, se realizó la envolvente geométrica en planta del mínimo cuadrilátero que engloba todos los capiteles de pilas (Fi-

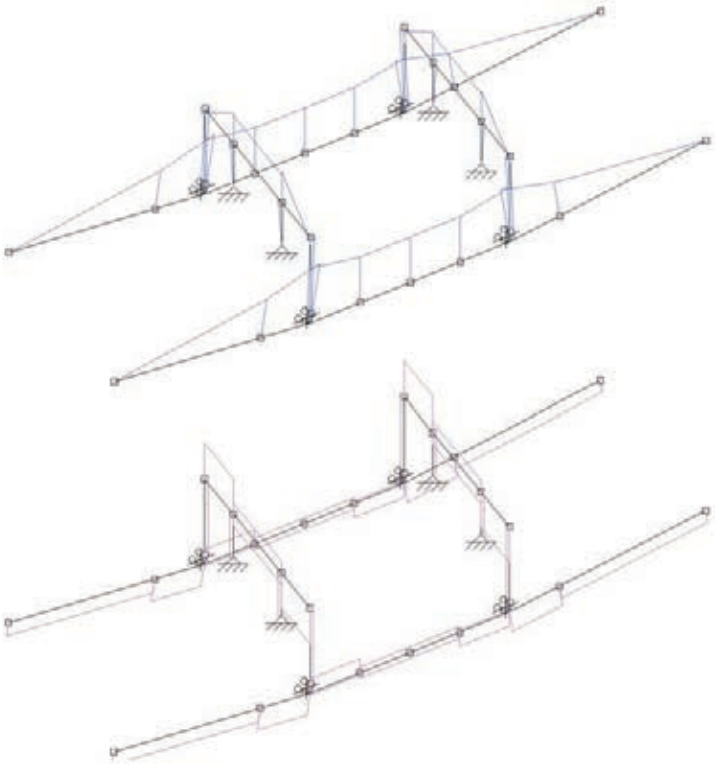


Figura 20. Respuesta estructural del sistema: esfuerzos (flector y cortante)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

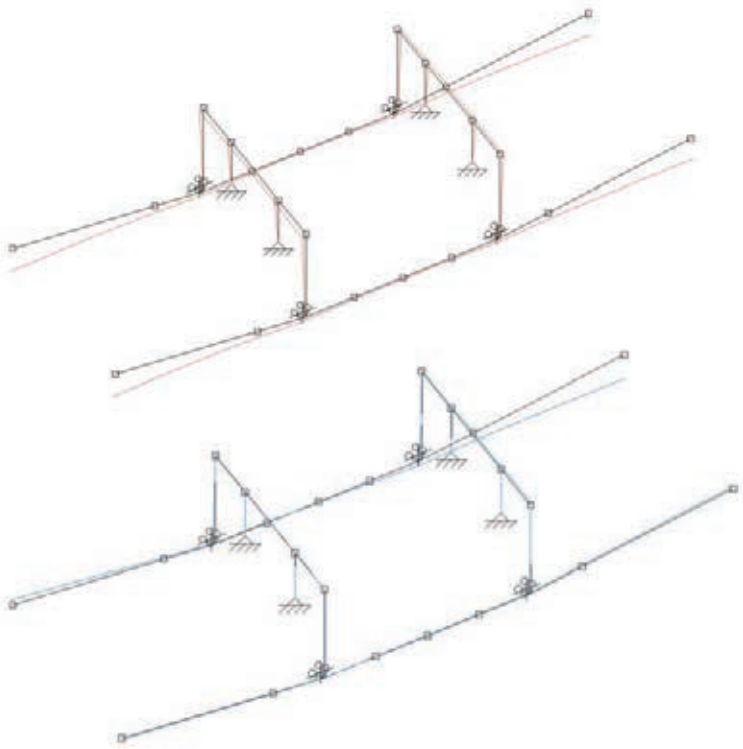


Figura 21. Respuesta estructural del sistema: deformada (peso propio y sobrecargas)

gura 22). Igualmente se obtuvieron los dos planos fundamentales de replanteo envolventes que evitan el contacto de las vigas de cuelgue con las vigas prefabricadas adyacentes, teniendo además en todo caso una tolerancia mínima de 30 mm.

- Las vigas de cuelgue se apoyan sobre chapas de reparto situadas dentro del perímetro de la sección del fuste, lo que permite que el hormigón del capitel antiguo trabaje exclusivamente a compresión vertical.
- Las mesetas superiores de apoyo de los nuevos dinteles se escalonan para la recepción de las vigas con el peralte adecuado.
- Se dispone hormigón HP-60 de altas prestaciones y endurecimiento rápido para minimizar plazos.
- Son necesarias 3 familias de postesado, uno para cada una de las principales solicitaciones a los que se somete el sistema (Figura 23).

4.2. Solución prefabricada izada

En principio se optó por este procedimiento constructivo con el objetivo de sacar partido a las principales ventajas que ofrece, que son:

- La industrialización y mayor control de la calidad del proceso constructivo.
- La menor utilización de medios auxiliares y el respeto al entorno del valle que cruza el viaducto.

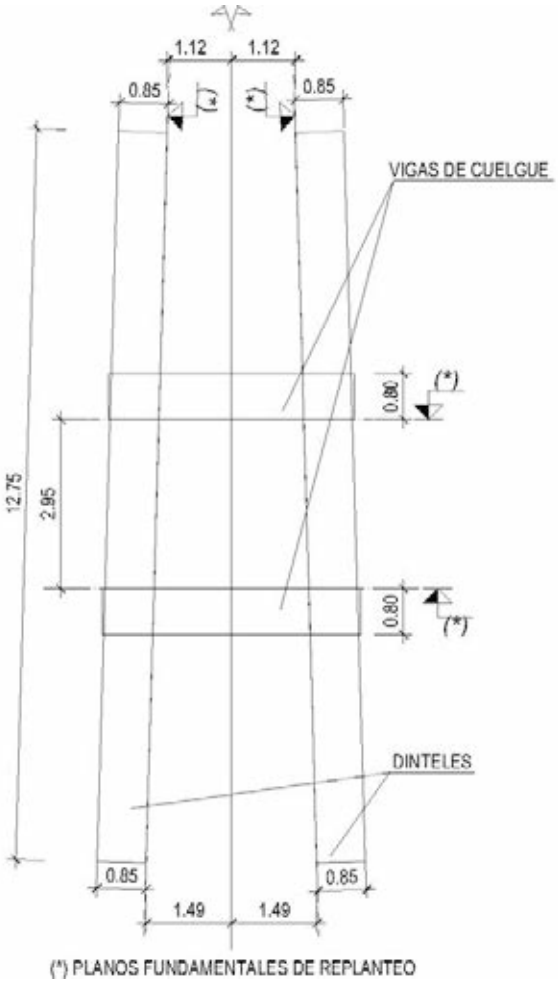


Figura 22. Invariante geométrico en planta de los nuevos elementos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

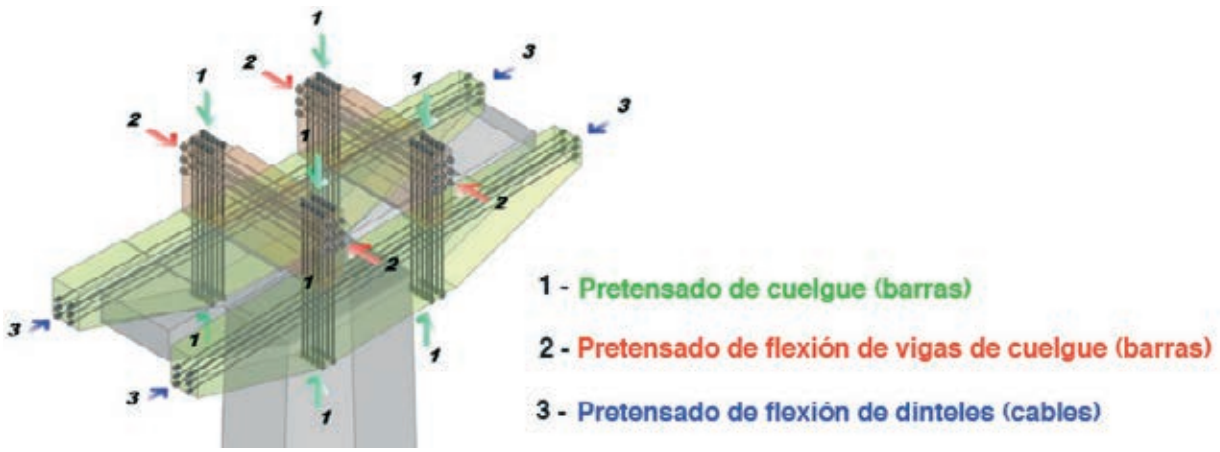


Figura 23. Esquema del sistema de dinteles colgados: Nuevos dinteles y vigas de cuelgue

El proyecto empleaba sus recursos principalmente en la definición de un procedimiento constructivo factible cuyas fases más representativas y singulares se describen a continuación:

- Apertura de huecos en la losa de compresión en la zona de apoyos para facilitar el acceso a las reparaciones locales. Disposición de chapones metálicos para tapar dichos huecos y permitir el paso del tráfico.
- Colocación de cada viga de cuelgue desde arriba, a través de los huecos de la losa (Figura 24). La viga dispone de barras en espera que asoman de su plano inferior y que se ensartan en perforaciones practicadas previamente en la cara superior del dintel existente, rellenándose posteriormente con resina epoxi.
- Colocación de los gatos de elevación sobre la parte superior de las vigas de cuelgue.
- Izado desde las vigas de cuelgue de los dos dinteles simultáneamente (Figura 24). Cada dintel trae las barras de pretensado de suspensión a modo de espera asomando por su plano superior, de modo que se ensartan en las vainas verticales de que disponen las vigas de cuelgue. Unos topes permiten

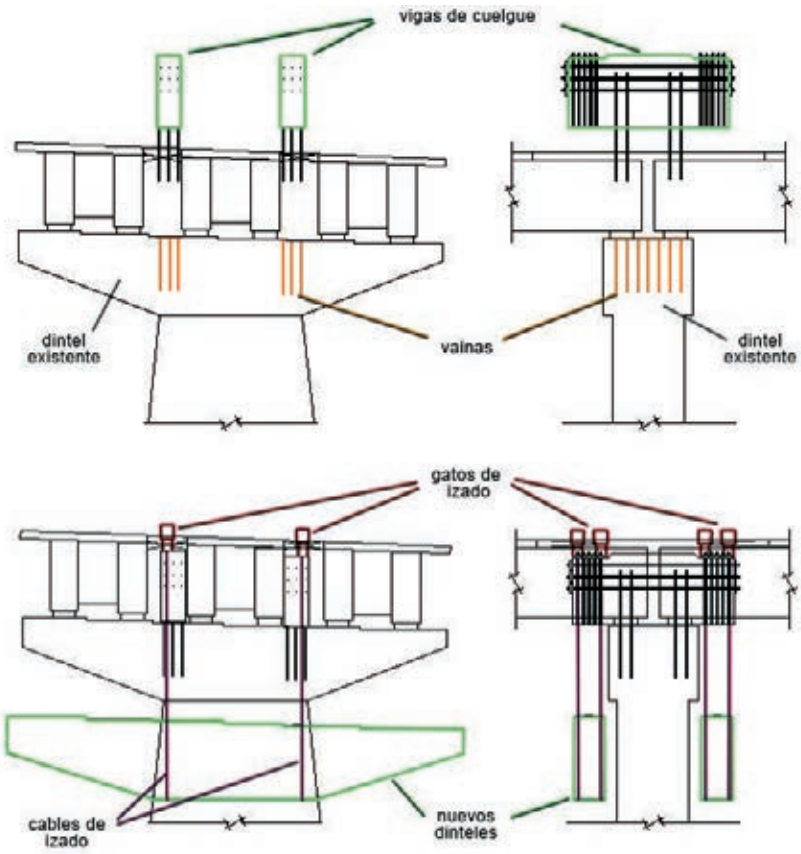


Figura 24. Esquema de la maniobra de izado: Vigas de cuelgue y Dinteles

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

que quede un pequeño espacio entre el plano superior del dintel y el plano inferior de la viga de cuelgue.

- Encofrado y hormigonado de dichos espacios entre vigas de cuelgue y dinteles rellenándolos a través de bebederos con hormigón sin retracción.
- Ejecución del pretensado de suspensión según plan de tesado específico.
- Relleno con epoxi de los huecos entre paramentos laterales de dinteles nuevos y existentes en la zona central (no en voladizos de los dinteles).

4.3. Solución in situ cimbrada

Varias circunstancias dieron lugar a que la opción de prefabricar e izar las piezas no fuera más ventajosa:

– El plazo necesario para prefabricar y transportar las piezas a obra era incompatible con el plazo de apertura al tráfico exigido por el cliente.

– El procedimiento de izado implicaba cierta alteración de las condiciones de servicio al tráfico de la calzada (cortes nocturnos, chapones provisionales de paso, etc.).

De esta forma, la solución cimbrada in situ pasó a ser la más ventajosa, debido a que los plazos de montaje de cimbra y ejecución de encofrados y ferrallado en altura eran menores que los de suministro de piezas prefabricadas, y a que la solución cimbrada in situ se podía ejecutar en su totalidad sin invadir la calzada en ningún momento.

La solución cimbrada in situ consta de las siguientes fases fundamentales:

- Ejecución de la cimentación de la cimbra y montaje de la misma (Figura 25).
- Encofrado de los laterales de los dinteles y de las vigas de cuelgue permitiendo el acceso de personal al ferrallado.
- Hormigonado en dos fases, primero los dinteles y después las vigas de cuelgue.
- Desencofrado y postesado de las diferentes familias según plan específico.

4.4. Reingeniería de obra

El sistema, aunque sencillo en su concepción formal y resistente, tiene la singularidad fundamental de exigir un cruce espacial de tres postesados con muy poco espacio para la disposición de los elementos de anclaje. En particular, el nudo en que confluyen los

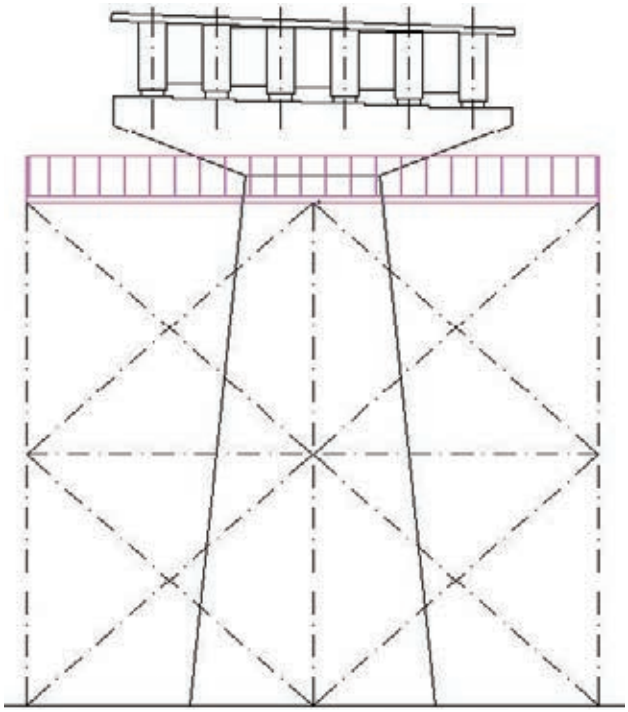


Figura 25. Cimbra cuajada para encofrado y ferrallado de dinteles y vigas de cuelgue

anclajes del postesado de negativos de la viga de cuelgue y los anclajes del postesado de suspensión es una zona de especial complejidad tanto de diseño como de ejecución (Figura 26).

La obra, en colaboración con la empresa especialista de postesado –Freyssinet España S.A.– y con los demás entes involucrados, detectó y resolvió varias incertidumbres derivadas de lo singular y novedoso de la solución.

La primera fue la necesidad de utilización de hormigón autocompactante en las vigas de cuelgue al no ser posible el acceso adecuado a la vibración. Sin esta técnica no hubiera sido posible la solución [9].

La segunda se constató con el hecho de que el constreñido diseño, con los postesados cruzados unidos a la obligada estrechez de las vigas de cuelgue, el alto nivel de las fuerzas y la gran densidad de armadura pasiva, invalidaran las chapas comerciales de anclaje de las barras de postesado. Es importante indicar que los documentos de calidad e idoneidad técnica de estas placas están realizados sobre ensayos donde la base de hormigón en el trasdós de la placa se supone macizo, y no con coqueras, involuntarias –como podría haber sido el caso de una mala ejecución– o, como en este caso, obligadas por el diseño: cuando se postesa la primera familia, se hace sobre hormigón perforado por las vainas de la familia que cruza perpendicularmente, lo que genera una concentración importante de tensiones [10], [11] y [12]. Además, el armado comercial de introducción de las fuerzas locales y el armado de desvío sufren la interacción con dichas vainas (Figura 26).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Como solución se rediseñaron placas de anclaje comunes a cada familia de barras tales que, aprovechando su trabajo conjunto con las placas comerciales, servían de chapas de reparto tales que proporcionaban un reparto de tensiones uniforme desde la sección de introducción de cargas, lo que redundaba además en la disminución del armado de desvío necesario, liberando la concentración de armadura en los nudos críticos (Figura 27). Igualmente, la chapa de reparto común hace las veces de armado de zunchado en la dirección perpendicular a la de la introducción de cargas (Figuras 28 y 29).

Adicionalmente, se diseñaron unas chapas laterales para zunchar también en la otra dirección, y evitar de esta forma fallos por concentración de tensiones no equilibradas en las esquinas del elemento.

Es importante resaltar que el orden de tesado de cada familia se diseñó con el criterio de que la resultante de esfuerzos estuviera dentro del núcleo central siempre, en cada fase de tesado, por lo que fue necesario escalonar los tesados (primero al 50% y luego al 100%) alternando las familias horizontal y vertical. El

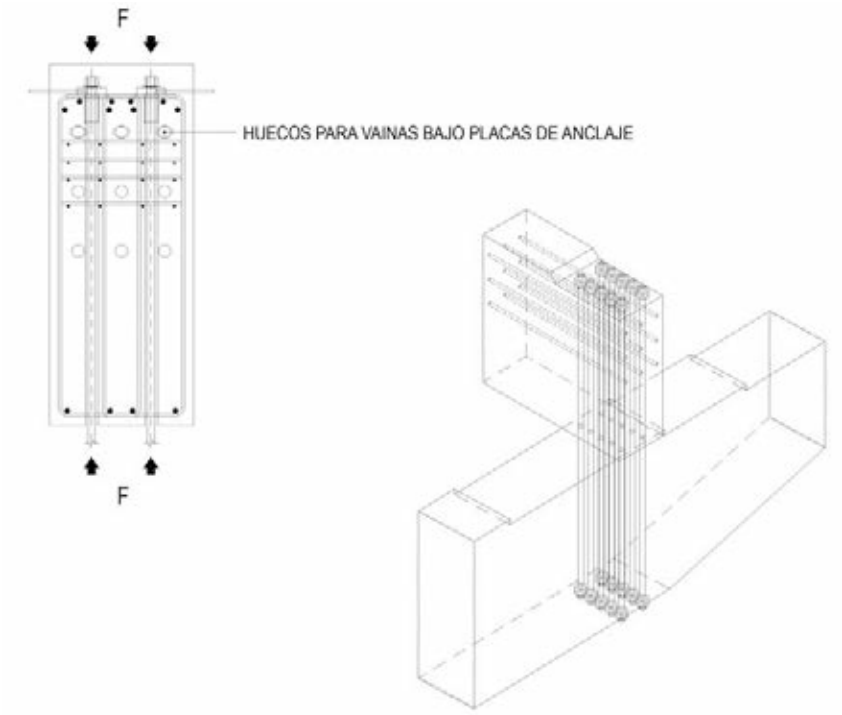


Figura 26. Conexión entre nuevos dinteles y vigas de cuelgue

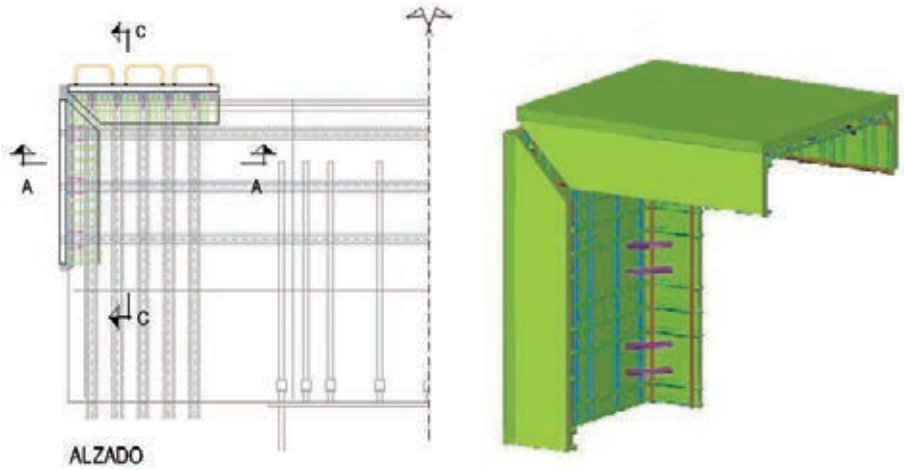


Figura 27. Placas de zunchado, reparto y anclaje conjuntas de postesados cruzados en vigas de cuelgue

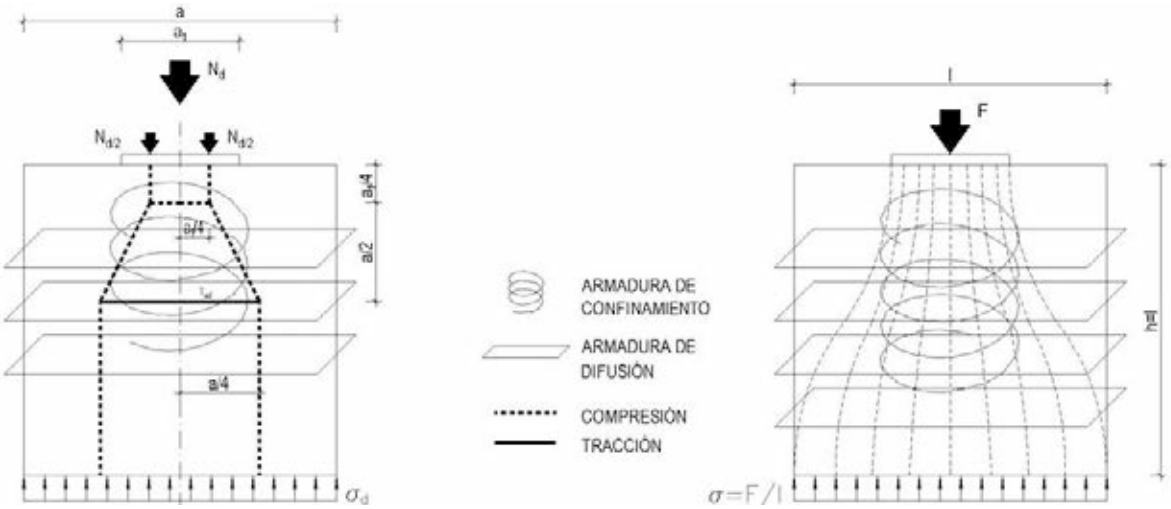


Figura 28. Distinción entre la armadura de confinamiento al introducir una carga de postesado y la armadura de difusión en la pieza

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

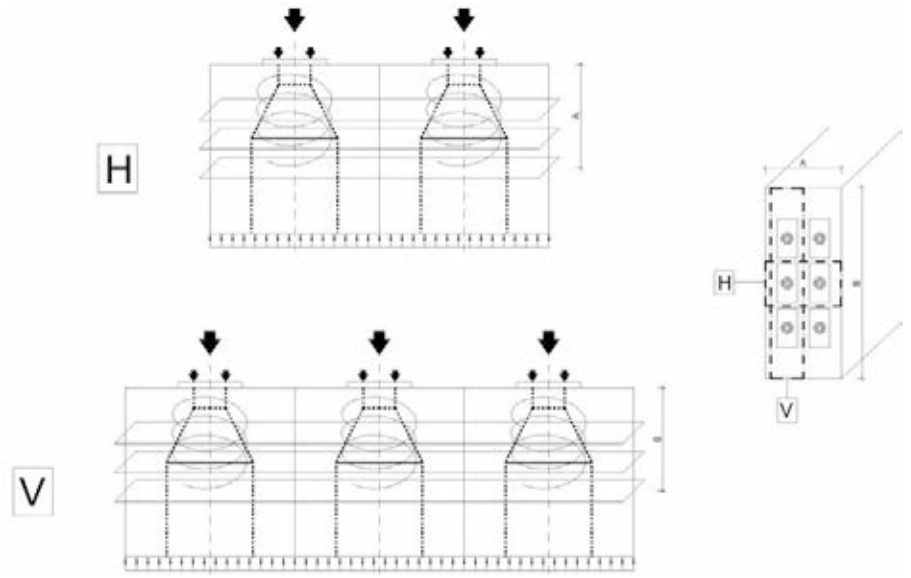


Figura 29. Armaduras de confinamiento al introducir dos o tres cargas de postesado y la armadura de difusión en la pieza

Tabla 1. Plan de tesado

Operación	Programa general de tesado		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1º	Tesado horizontal de vigas de cuelgue	50%	X								
2º	Tesado vertical de vigas de cuelgue	50%		X							
3º	Tesado vertical de vigas de cuelgue	100%			X						
4º	Tesado horizontal de vigas de cuelgue	100%				X					
5º	Inyección vertical y horizontal de dintel						X				
6º	Parada de control $f_{ct,k}$ lechada vertical	30 MPa						X			
7º	Tesado horizontal de dintel	2 familias	X								
8º	Tesado horizontal de dintel	100%							X		
9º	Inyección horizontal de dintel									X	
10º	Resto de operaciones										X

plan específico de tesado finalmente diseñado se detalla en la Tabla 1.

Tras concluir las operaciones de tesado, el sistema de nuevos dinteles quedaba preparado para proceder al cambio de puntos de apoyo del tablero, es decir, a la transferencia de carga del dintel existente a los nuevos. En el apartado siguiente se ilustra esta operación en el contexto de la actuación sobre el viaducto de La Jarosa.

5. DESARROLLO DE LA EJECUCIÓN DE LAS ACTUACIONES EN EL VIADUCTO DE LA JAROSA

A continuación se describen todas las fases de ejecución de la ampliación y rehabilitación del viaducto, haciendo hincapié en el proceso de intervención en los dinteles de pilas [13].

5.1. Actuaciones previas a la intervención en los dinteles

Las primeras fases de la obra incluyen las siguientes etapas:

- Desvío de servicios afectados.
- Recrecido de zapatas según lo expuesto en el apartado 2.1.
- Reparación de fustes de pilas (zonas con armaduras vistas por corrosión y desprendimiento del recubrimiento).

5.2. Actuaciones para la rehabilitación de los dinteles

A continuación se enumeran las fases constructivas de la intervención sobre los dinteles, que ya han sido referidas brevemente al tratarse los aspectos de diseño del sistema en los apartados 4.1, 4.3 y 4.4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– Ejecución de la cimentación de la cimbra y montaje de la misma (Figura 30).

– Eliminación de riostras entre vigas sobre dintel.

Es necesario eliminar mediante corte con hilo de diamante los tramos necesarios de vigas riostra de apoyos para la posterior introducción de las vigas de cuelgue, permitir el paso de personal al tajo y poder retirar posteriormente las vigas que debían ser sustituidas.

– Saneo de la zona de apoyo de las vigas de cuelgue.

La cara superior de los dinteles existentes, en las zonas sobre las que van a apoyarse las vigas de cuelgue, debe ser saneada y regularizada. A tal fin, se realiza un picado de dichas zonas hasta descubrir ligeramente la armadura superior.

– Perforación de taladros en dintel existente bajo vigas de cuelgue.

Cada viga de cuelgue transmite la carga vertical al dintel existente a través de una de las chapas de reparto nombradas en el apartado 4.1, y cuyas dimensiones son 2000 x 680 x 25, con el lado de 2 m paralelo al eje del puente. Para colocar estas chapas, en primer lugar se procede a perforar el dintel existente bajo el emplazamiento de cada viga de cuelgue; se realizan 6 taladros verticales de 40 mm de diámetro y 1,5 m de longitud, equiespaciados y situados de tal forma que no afecten a las armaduras existentes. Estos taladros sirven para poder introducir las barras Ø 32 que lleva soldadas la chapa de reparto a su cara inferior.

– Colocación de la chapa de reparto entre viga de cuelgue y dintel existente.

Efectuados los taladros, se realiza una plantilla de los mismos para poder soldar de manera precisa las barras de anclaje Ø 32 a la chapa. A continuación se coloca ésta introduciendo las barras en los taladros y dejando la chapa ligeramente más alta que la cara superior del hormigón del dintel, que previamente fue saneada. Por último, se rellenan con resina epoxi tanto los taladros como el espacio entre la superficie superior del dintel existente y la cara inferior de la chapa de reparto.

Figura 30. Vista general con las cimbras ya montadas

– Encofrado de dinteles y vigas de cuelgue.

La chapa de reparto lleva en su cara superior unos manguitos soldados; previamente al ferrallado de la viga de cuelgue, o durante el mismo, se acoplan a los mismos unas barras pasivas que quedarán embebidas en la viga de cuelgue garantizando la unión entre ésta y la chapa de reparto.

Sobre la cimbra se encofran las paredes de los dinteles y las vigas de cuelgue de forma que se permita el acceso de personal al ferrallado manual (Figuras 31 y 32). El ar-

Figura 31. Encofrado de nuevos dinteles

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

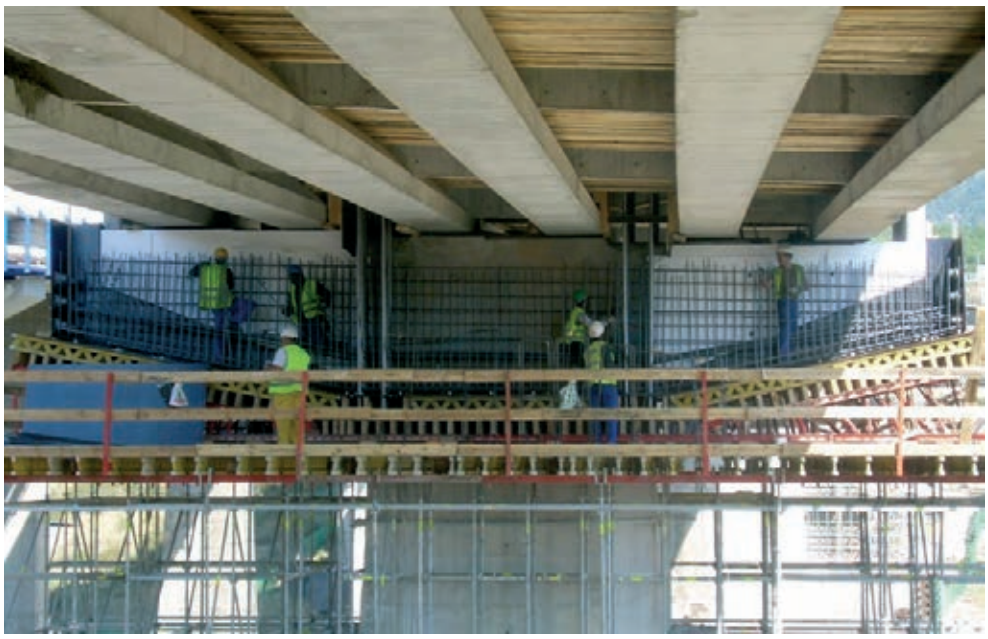


Figura 32. Ferrallado de nuevos dinteles

mado de los dinteles y de las vigas de cuelgue incluye tanto las armaduras pasivas como las activas, cuidando la estanqueidad de las vainas en todo momento. Se hormigonará contra el dintel antiguo en la zona central del mismo (en la vertical del fuste) pero no en la zona de los vuelos para eliminar las flexiones parásitas del cuelgue; esto se consigue mediante la disposición de un porexpán de separación que permite encofrar contra el dintel antiguo pero sin transmitirle carga. Así se evita, por un lado, que el pretensado a flexión de los dinteles nuevos pierda eficacia por transmitirse parcialmente al existente, y por otro, que el dintel existente se vea sometido a flexión en situación definitiva.

Vigas de cuelgue y nuevos dinteles forman una sola pieza monolítica y con armadura vertical de unión entre unos elementos y otros. Esta armadura es activa (pretensado de suspensión) y pasiva.

– Hormigonado de dinteles y vigas de cuelgue.

Hormigonado en dos fases, primero los dinteles y en segunda instancia las vigas de cuelgue, con hormigón autocompactante en el caso de las vigas de cuelgue por su gran densidad de armadura (Figura 33).

– Desencofrado de dinteles y vigas de cuelgue.

Al desencofrar los dinteles, pasan a estar colgados de las vigas de cuelgue a través de la armadura pasiva de suspensión, suficiente para soportar el peso de los dinteles.

Figura 33. Hormigonado de dinteles y vigas de cuelgue

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

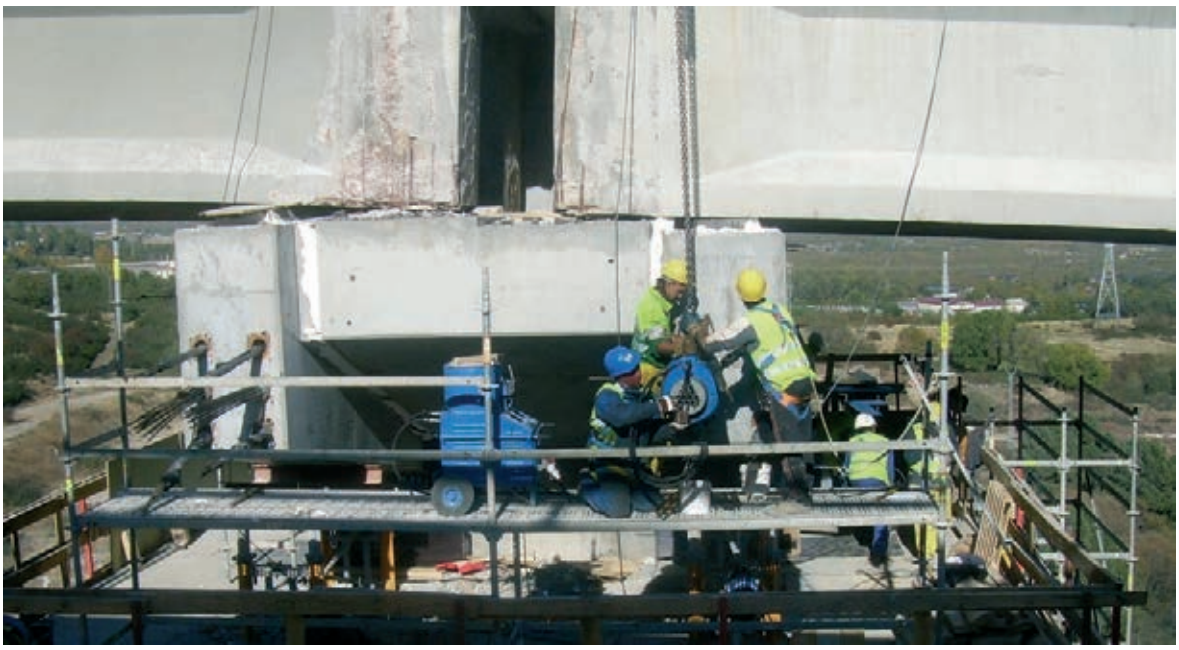


Figura 34. Pretensado de los nuevos dinteles

– Tesado de vigas de cuelgue y de dinteles (Figura 34).

El primer tesado en ejecutarse es el de las vigas de cuelgue (horizontal, de barras), pero sólo al 50 %, tras el cual se realiza el tesado de las barras de suspensión para continuar completando el tesado de las vigas de cuelgue. Al acabar este último, se procede al relleno con lechada de mortero de fck > 60 MPa de las vainas de ambas familias. El pretensado de dinteles (de cables) es el último en llevarse a cabo, tras cuya inyección se procede a la ejecución de los cajetines de protección de los anclajes de las diferentes familias de postesados. Para acelerar el ritmo de ejecución del tablero, se optó por hacer una primera tanda del 33% del tesado horizontal en dinteles, el estricto para poder colocar las nuevas vigas de borde sobre los mismos, continuándose el tesado posteriormente hasta el 100 %.

Hay que prevenir en este tipo de pretensados cruzados que, durante la inyección de la primera familia tesada, la lechada invada las vainas de la familia cruzada, por lo que se dispuso que un operario moviera las barras de dicha familia cruzada al objeto de que, en caso de producirse la invasión, no se inutilizara ninguna barra para su posterior tesado.

Figura 35. Vista aérea de los trabajos sobre el tablero

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

5.3. Actuaciones posteriores

– Demolición total de la losa superior.

Se realiza en 2 fases, primero los voladizos mediante una pinza mecánica de gran capacidad (Figura 36), y posteriormente la zona central de la losa superior (Figuras 37 y 38) de forma manual para minimizar la afección a las vigas existentes que se van a mantener (la mayoría de las vigas centrales)

Figura 36. Demolición de losa existente: aceras y voladizos

Figura 37. Demolición de losa existente: zona central

– Sustitución de las vigas dañadas por las vigas nuevas.

Una vez la losa superior está demolida, junto con las riostras de unión entre vigas, se procede a la retirada de las vigas dañadas (todas las de borde y alguna de las centrales) y a la sustitución de las mismas por las vigas pretensadas de nueva ejecución (Figuras 39 y 40).

– Sustitución de apoyos en las vigas que se mantienen.

En la nueva disposición estructural, las vigas cambian sus puntos de apoyo, ya que pasan de estar apoyadas en los dinteles existentes a los nuevos (Figuras 41 y 42). Por lo tanto, es necesario levantar las vigas, retirar los apoyos existentes, colocar los nuevos apo-

Figura 38. Vista de un vano con la losa superior demolida y las vigas extremas sustituidas por las nuevas

Figura 39. Retirada de vigas dañadas

Figura 40. Colocación de vigas nuevas

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 41. Sustitución de apoyos existentes

Figura 42. Gatos para la sustitución de apoyos

Figura 43. Colocación de prelosas: vista desde tablero

Figura 44. Colocación de prelosas: vista desde abajo

yos sobre los dinteles nuevos y descender las vigas. Esta maniobra se realiza levantando de forma simultánea las 4 vigas centrales en cada línea de apoyo en pila. En general, los aparatos de apoyo existentes presentaban desperfectos, por lo que se optó por sustituirlos todos, dado que el precio de estos elementos es pequeño en comparación con el coste de la maniobra.

Es a partir de este momento cuando el dintel existente queda liberado de su flexión y entra en carga el nuevo sistema de dinteles y vigas de cuelgue.

– Ejecución de la nueva losa superior.

Una vez han concluido los trabajos de demolición y se han sustituido todas las vigas dañadas, se procede a la ejecución de la losa superior mediante procedimientos convencionales: colocación de prelosas, que son colaborantes en celosía para los voladizos y de encofrado perdido para las vigas centrales (Figuras 43 y 44), ferrallado y hormigonado.

- Acabados: Colocación de pretiles, instalación de una estructura auxiliar para recogida de efluentes, impermeabilización de la losa y extendido del aglomerado.

Figura 45. Dintel rehabilitado y ampliado, en servicio

Tras todas estas operaciones, el viaducto puede ser abierto al tráfico. En las Figuras 45 a 48 se aprecia el estado final de los dinteles y las Figuras 49 y 50 muestran la obra acabada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 46. Vista inferior del dintel

Figura 47. Vista lateral donde se aprecian los porexpanes de separación entre dintel antiguo y dinteles nuevos

Figura 48. Vista de las vigas de cuelgue (entre las vigas del tablero) y la parte central del dintel nuevo. Se aprecian los regruesamientos correspondientes a los anclajes del pretensado

Figura 49. Viaducto terminado

6. CONCLUSIONES

Este nuevo sistema para la rehabilitación de dinteles de pilas de puentes se ha mostrado eficaz en su aplicación al viaducto de La Jarosa, permitiendo realizar la ampliación y reparación del mismo en un breve plazo y afectando mínimamente al tráfico. Si en esta obra el corte de tráfico se ha prolongado ha sido por las necesidades de sustitución de la losa y algunas vigas, circunstancias ajenas al procedimiento de rehabilitación de los dinteles.

Es necesario incidir en que este sistema es aplicable en el caso de dinteles afectados por corrosión, pero cuyo hormigón no tenga su capacidad estructural disminuida.

Como resumen de las características de este método, cabe decir que consiste en adosar sendos dinteles a los lados del existente a través de la suspensión de dichos dinteles de un cierto número de vigas de cuelgue, situadas entre las vigas prefabricadas del tablero, que transmiten la carga verticalmente al fuste a través del dintel existente. De este modo, éste último deja de trabajar a flexión y simplemente su parte central transmite por compresión las cargas verticales que le llegan de las vigas de cuelgue. La mayor bondad de este sistema es la prácticamente nula afección al tráfico sobre tablero durante la ejecución de los trabajos, así como la mínima afección al dintel existente.

En el desarrollo del proyecto y obra ha sido necesario resolver complicados nudos de postesados cruzados en dos direcciones, con distancias a borde muy pequeñas, donde se hace necesario un estudio de detalle y el desarrollo de una solución particularizada para el adecuado reparto y zunchado en las zonas de introducción del postesado.

Existen diversas variantes posibles en cuanto a utilización de materiales, número de vigas de cuelgue, em-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 50. Vista aérea de los tres viaductos tras la actuación

pleo de elementos prefabricados, etc., algunas de las cuales se han presentado en este artículo, de modo que la solución empleada finalmente en el viaducto de La Jarosa es la que se consideró más adecuada con las condiciones de contorno existentes, pero no es más que una de las posibilidades que ofrece el sistema.

La idea conceptual de este método puede desarrollarse en otros tipos estructurales, de modo que queda la puerta abierta para que, con las necesarias adaptaciones y un desarrollo específico, se pueda extender a tableros continuos, tableros no formados por vigas prefabricadas o dinteles de pila de dos o más fustes.

REFERENCIAS

[1] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Carreteras - Norma 3.1-IC*. 1ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 1999.

[2] MORERA BOSCH, J.M.; DEL POZO VINDEL, F.J. "Control del efecto de vehículos excepcionales sobre las estructuras de la autopista de peaje A-6, Villalba-Villacastín-Adanero". *Hormigón y Acero*, 1985, nº 157, p. 87-100.

[3] MORERA BOSCH, J.M. "Deterioros aparecidos en las estructuras de la autopista Villalba-Adanero". *Hormigón y Acero*, 1988, nº 169, p. 93-97.

[4] CONDE SALAZAR, J.M. "Reparación de estructuras". *Hormigón y Acero*, 1988, nº 169, p. 101-105.

[5] DEL POZO VINDEL, F.J.; ORTEGA BASAGOITI, L.M. "Supresión de juntas como mejora de la conservación en viaductos de tableros isostáticos". *Hormigón y Acero*, 1990, nº 175, p. 133-140.

[6] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción sobre las acciones a considerar en los puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2007.

[7] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Acero Estructural - EAE-11*. 1ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2011.

[8] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Hormigón Estructural - EHE-08*. 2ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2009.

[9] GARRIDO HERNÁNDEZ, A. [Coord.] "Hormigón autocompactable". *Hormigón y Acero*, 2003, nº 228-229, p. 133-166.

[10] CALAVERA RUIZ, J. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*. Tomos I y II. Madrid: Intemac, 1999.

[11] CALAVERA RUIZ, J. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios*. Tomo II. 2ª ed. Madrid: Intemac, 1985.

[12] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Estructuras de hormigón armado. Tomo II: Bases para el armado de estructuras de hormigón armado*. 2ª ed. Madrid: El Ateneo, 1985.

[13] ÁLVAREZ ANDRÉS, J.J.; PESET GONZÁLEZ, L.; APARICIO GARCÍA, J.; SOPEÑA CORVINOS, L. "Ampliación y reparación de la calzada derecha del Viaducto de La Jarosa". *V Congreso de ACHE: Congreso Internacional de Estructuras*. Barcelona, del 25 al 27 de octubre de 2011. Madrid: Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), 2011, p. 411-412 y material anejo 11 p. ISBN 978-84-89670-73-0.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Nombre de la obra:	Proyecto de ampliación de la calzada derecha (sentido La Coruña) de la AP-6 entre los pk 49+000 y 52+100
Nombre de la estructura:	Viaducto de La Jarosa calzada derecha
Promotor:	IBERPISTAS Eduardo Martín González
Dirección de Obra:	TYPSA María Luisa Reguilón Vázquez
Proyecto de la estructura:	INGETURARTE S.L. Jorge Aparicio García
Empresa constructora:	DRAGADOS S.A.
Jefe de Obra:	Pedro María González Rodrigo
Jefe de Oficina Técnica:	Jesús López Sánchez
Jefe de Producción:	Álvaro Molina de la Escalera
Asistencia Técnica a la Dirección de Obra:	TORROJA INGENIERÍA S.L.
Asistencia Técnica a la Obra:	INGETURARTE S.L. Jorge Aparicio García DRAGADOS S.A. - Dirección Técnica Luis Peset González / Juan Jesús Álvarez Andrés / Luis Sopeña Corvinos
Pretensado:	FREYSSINET S.A. Patrick Ladret / Ignacio López / Jorge Sánchez
Cambio de apoyos:	FREYSSINET S.A. Patrick Ladret / Rafael Echevarría González de Echávarri Carlos Pérez Rodríguez
Prefabricados:	TIERRA ARMADA S.A. Ángel Ortiz Bonet / Juan Antonio Vázquez de Diego

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Prolongación de andenes de la estación de Sant Gervasi (Barcelona)

Lengthening the Sant Gervasi Station platforms in Barcelona

Josep Maria Roig Vilaseca[(1)] **y Javier Bespín Oliver**[(1)]

Recibido | *Received:* 22-12-2011
Aceptado | *Accepted:* 11-05-2012

Resumen

La prolongación de andenes de la estación de Sant Gervasi de los Ferrocarriles de la Generalitat de Catalunya en Barcelona, necesaria para poder ser utilizada por las composiciones de 80 m que explotan la línea Barcelona-Vallés, se realizó manteniendo en servicio el túnel original de fábrica de ladrillo y hormigón en masa construido entre las décadas de los años 20 y 30 del siglo pasado. La solución estructural se basó en el concepto de sustitución de los hastiales existentes por otros retranqueados que permitiesen ubicar un espacio para el andén de 1,5 m de anchura. En uno de los andenes se utilizó una solución de estructura metálica cimentada sobre micropilotes. En el otro andén se "sustituyó" el hastial original por uno nuevo en el trasdós, ejecutado mediante la excavación de una galería cuyo ataque se realizó desde un pozo vertical.

Palabras clave: estación, túnel de fábrica de ladrillo, prolongación andenes, galería, túnel, refuerzo.

*Abstract**

In order to allow the operator of the FGC line in Barcelona to use 80 meter long convoys, it was necessary to expand the platforms of the Sant Gervasi Station. This project was executed without interrupting the operation of the line. The current tunnel was built during the 1920's and 1930's and was made of masonery and mass concrete. The final solution consisted on displacing the existing walls to the outer side of the tunnel in order to gain a width of 1.5 m.

In one of the platforms the structural solution was to use a steel structure with micropiles foundation. In the other platform the existing wall was replaced by a new one. The construction of the new wall, which is located behind the existing one, requested the boring of a new microtunnel, wich was executed from a vertical well.

Keywords: *station, masonry tunnel, platforms extension, microtunnel, tunnel, reinforced.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 95 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. GPO Ingeniería, S.A. (Barcelona, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* jmroig@gpo.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. INTRODUCCIÓN

El presente artículo presenta la solución estructural adoptada en la prolongación de los andenes de la estación de Sant Gervasi. Situada en la Plaza Molina de Barcelona, en la intersección de la calle Balmes con Vía Augusta, esta estación da servicio a la denominada Línea del Vallés de los Ferrocarriles de la Generalitat de Catalunya (FGC), con paradas de las líneas L6 (Plaza Catalunya – Reina Elisenda), S55 (Plaza Catalunya - Universidad Autónoma) y S5 (Plaza Catalunya - Sant Cugat).

La reducida longitud de sus andenes (55 metros) no permitía la parada de composiciones de 4 vagones, con lo que se precisaba ampliar su longitud en unos 28 metros, sin que ello alterase el tránsito ferroviario, manteniendo en servicio la estación y el tráfico rodado en superficie.

La obra fue realizada por Gestión de Infraestructuras SA (GISA) por encargo de la Dirección General del Transporte Terrestre de la Generalitat de Catalunya. El proyecto fue realizado por GPO Ingeniería, y la ejecución de la obra la llevó a cabo la empresa constructora COMSA.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTACIÓN ACTUAL

La estación de Sant Gervasi, al igual que el resto de la antigua línea de Ferrocarril de Sarrià (actual Metro del Vallès), fue soterrada durante los años comprendidos entre 1920 y 1930, mediante la construcción de un túnel a cielo abierto que, en la mayor parte de su longitud, presenta una bóveda conformada por cuatro filas de ladrillo (Figura 1).

Su ubicación, en plena trama urbana de Barcelona y en una de las confluencias más transitadas de la ciudad (Figura 2), dificultó de forma considerable los trabajos de ampliación de los andenes obligando a plantear soluciones ajustadas a las zonas de tránsito habilitadas en superficie.

Figura 1. Obras originales de la cobertura de la línea entre 1920 y 1930 (Fuente: FGC)

Estructuralmente la estación consiste en una sección en bóveda de hormigón en masa con hastiales de 3,5 m de espesor, y un gálibo horizontal de 11,9 m que alberga dos andenes laterales de 2,6 m de anchura, dejando una distancia entre bordes de andén de 6,7 m. El espesor de tierras sobre la clave del túnel es de unos 7,5 m.

La geometría y la tipología estructural del túnel es distinta a ambos lados de la estación; en el lado Este (lado Gracia) la presencia de un colector modifica la geometría de la estructura de cobertura. Si bien los primeros 7,65 m corresponden a una sección en bóveda con una distancia entre hastiales de 7,9 m, a continuación encontramos una sección interior rectangular con hastiales verticales de hormigón en masa de 1,5 m de espesor donde se apoya una cubierta de hormigón armado con una losa nervada formada por vigas de sección rectangular hormigonadas in situ y de 1,15 m de canto que soportan una losa superior de espesor desconocido (Figura 3). Debido a la presencia del colector por encima de la cubierta, ésta presenta tres niveles distintos disponiéndose dos de las vigas esviadas, según se aprecia en la Figura 4.

Figura 2. Vista aérea del área de influencia en superficie de la estación

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

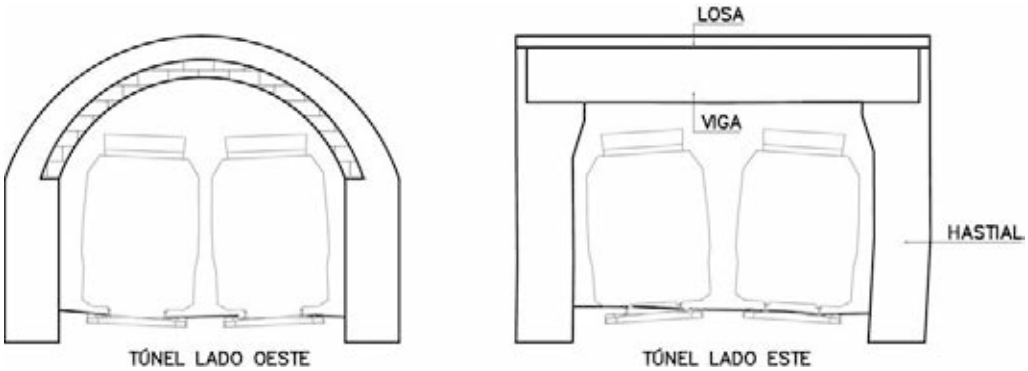


Figura 3. Secciones túnel a la entrada y salida de la estación

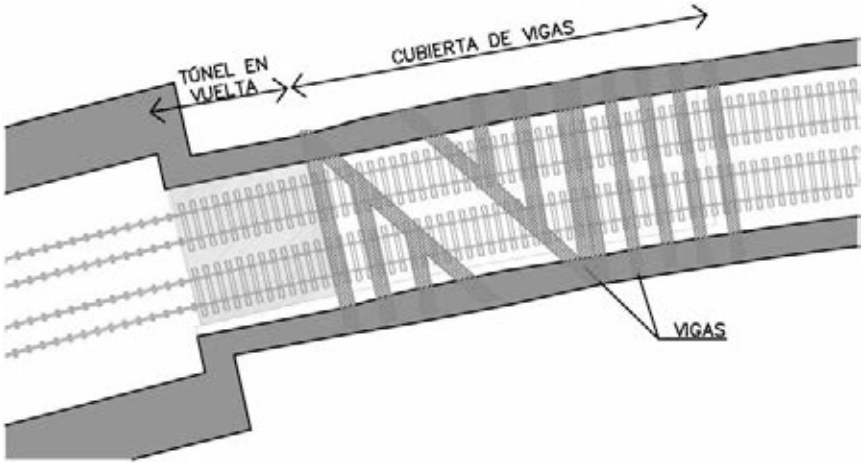


Figura 4. Disposición en planta de las vigas de cubierta en el lado Este de la estación

En el lado Oeste (lado Sarrià) encontramos una sección en bóveda clásica con arco interior de fábrica de ladrillo que sirve de encofrado a una capa de hormigón en masa, con espesores de hastial entre 1,5 y 1,8 m. Tanto la estación como los túneles se construyeron mediante excavación a cielo abierto.

Geológicamente la zona se encuadra en el Llano de Barcelona (entre la Sierra de Collserola, la montaña de Montjuïc y el mar) caracterizado por la existencia de un recubrimiento cuaternario de piedemonte antiguo sobre el zócalo paleozoico [1]. La unidad cuaternaria está formada por depósitos de tipo cíclico, costra carbonatada-limos amarillentos-arcillas rojas (denominado "triciclo" de Barcelona) con paleocanales y gravas basales.

Geotécnicamente se han diferenciado los siguientes niveles:

- Rellenos antrópicos: Situados en el nivel más superficial, presentan un espesor variable entre 2 y 4 m.
- Arcillas rojizas (Q1): Arcillas procedentes de la alteración del sustrato depositadas por flujos de fangos entre los depósitos detríticos de carácter torrencial.
- Paleocanales detríticos (Q2): Se trata de niveles detríticos que definen antiguos cursos fluviales de carácter torrencial, que se intercalan entre las arcillas rojizas. Presentan un porcentaje medio de finos del 34%.

En la Tabla 1 se presentan los valores de densidad (γ), ángulo de rozamiento (φ), cohesión efectiva (c'), resistencia al corte sin drenaje (c_u), coeficiente de Poisson (ν) y módulo de elasticidad (E) de los diferentes niveles.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos de los litotipos del terreno

Nivel	γ (kN/m³)	φ (°)	c' (MPa)	c_u (MPa)	ν	E (kN/m²)
Relleno antrópico	19,0	27	0	-	0,32	10.000
Arcillas rojizas (Q_1)	23,0	27	0,04	0,1	0,32	28.000
Paleocanales detríticos (Q_2)	21,5	33	0	0,1	0,31	30.000

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El nivel freático se localiza por debajo de la cota del túnel. En la Figura 5 se presenta el perfil geológico en la prolongación del lado Oeste.

3. PROLONGACIÓN DE ANDENES

La solución adoptada para la prolongación de los andenes vino determinada por diferentes condicionantes:

– *Condicionantes geométricos*: El gálibo horizontal en la zona de túnel de 7,9 m obligaba a que la prolongación de los andenes debiera hacerse a costa de la demolición de los hastiales existentes de la sección de túnel. La distancia necesaria entre bordes de andén era de 6,7 m, lo que dejaba una anchura insuficiente para los andenes de 0,6 m a cada lado.

– *Condicionantes constructivos*: La prolongación de andenes debía hacerse sin alterar el tráfico ferroviario y manteniendo la estación en servicio. Ello obligaba a trabajar únicamente durante la noche con una duración de la jornada laboral de 3 horas efectivas. En este periodo, por tanto, se debían trasladar los medios materiales y la maquinaria necesaria, realizar los trabajos y posteriormente retirar dichos medios para permitir el servicio de la línea y la estación. Los trabajos que se realizasen en una jornada debían dejar la estructura con el nivel de seguridad requerido para una estructura en servicio.

– *Mantenimiento de las instalaciones*: Como consecuencia del mantenimiento del servicio las instalaciones alojadas en los hastiales (líneas eléctricas, cables de comunicación, etc.) debían continuar operativas. Las actuaciones que se realizasen debían minimizar el riesgo de afección a dichos servicios.

– *Afección en superficie*: La obras no podían afectar al tráfico rodado en superficie, por lo que se descartó cualquier solución a cielo abierto.

– *Proximidad de edificios*: La proximidad de edificaciones y el hecho de que uno de los andenes existentes ya se situaba muy cerca de un edificio, obligó a plantear actuaciones que minimizasen los movimientos del terreno.

De todos estos condicionantes surgieron los dos criterios de diseño que marcaron la solución final: la anchura del andén prolongado y por qué lado de la estación debía prolongarse cada uno de ellos.

Dadas las dificultades existentes se decidió realizar la prolongación de andenes con una anchura mínima de 1,5 m, muy reducida en comparación con un andén de nueva ejecución pero que permite el desembarco y maniobrabilidad de una persona con movilidad reducida.

Sobre por qué extremo de la estación debía realizase la prolongación, la decisión se basó en criterios de seguridad y de facilidad constructiva. La prolongación por el extremo Oeste comportaba que dicha prolongación debía realizarse bajo edificaciones en el andén Sur de la estación. Por su parte la ampliación en el extremo Este implicaba que la prolongación del andén del lado Norte se situara bajo otro de los túneles ferroviarios existentes en la zona, el de la línea L7 de los FGC. Por ello se decidió hacer una ampliación asimétrica, de forma que el andén del lado Sur se prolongó por el extremo Este de la estación, mientras que el andén del lado Norte se prolongó por el extremo Oeste (ver Figura 6).

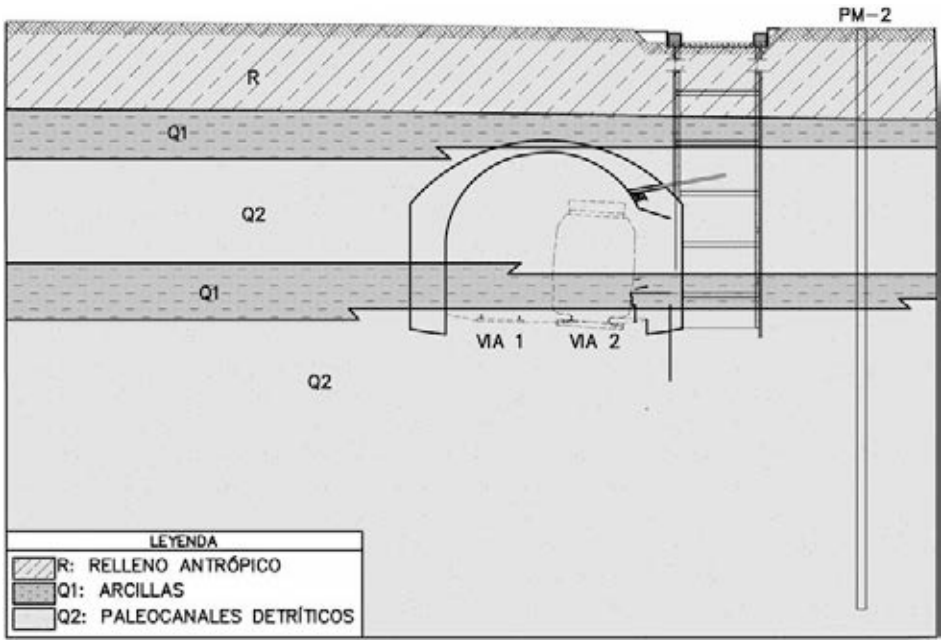


Figura 5. Perfil geológico lado Oeste

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 6. Ubicación de los andenes prolongados

4. PROLONGACIÓN DEL ANDÉN LADO NORTE

En el andén Norte de la estación se optó por una solución basada en reproducir el hastial por detrás del existente, permitiendo la demolición de este último. Dado que no se podía actuar desde la superficie en toda la zona de prolongación del andén, se decidió realizar un pozo vertical de acceso en el trasdós del hastial mediante pantallas de micropilotes a partir del cual se realizó una galería paralela al trasdós. Hay que mencionar que la bóveda del túnel, de 75 cm de espesor en su clave, presentaba por su interior un arco de fábrica de ladrillo que constituyó en su momento el encofrado del arco de hormigón en masa, cuyo espesor es de 45 cm (Figura 7).

Estructuralmente la solución consistía en trasladar los esfuerzos de compresión del arco del túnel al nuevo hastial por lo que debía prestarse especial atención al detalle de unión entre estos elementos.

4.1. Ejecución del pozo de ataque

Dado que la galería se realizó con paraguas de micropilotes, las dimensiones del pozo de ataque estuvieron condicionadas por las dimensiones de la máquina de micropilotes y su operabilidad, lo que dio lugar a unas dimensiones interiores libres de 3,1 x 7,75 m, aunque posteriormente en obra se amplió hasta unos 8,5 m de longitud para adaptarlo a la geometría real de la estación (Ver Figura 8).

El pozo se realizó con pantallas de micropilotes ya que ello permitía ajustarse a las reducidas dimensiones del mismo, permitía unos rendimientos altos (entre 60 y 70 metros diarios) y a su vez minimizaba la afección al tráfico en superficie. La ubicación en planta del pozo en medio de la calzada, se limitó a una ocupación de 5 m, transcurriendo el tráfico de vehículos por ambos lados del mismo. La pantalla se realizó con micropilotes de 150 mm de diámetro de perforación, y tubo de 103 mm de diámetro exterior y 12,5 mm de espesor, separados entre sí 30 cm. La profundidad del pozo fue de 15,3 m, coincidiendo con la base del hastial del túnel. Se ejecutó disponiendo marcos de apuntalamiento rectangulares con perfiles HEM-360 cada 2 m de profundidad, a excepción del tramo final del pozo en que los marcos perimetrales quedaban interrumpidos por el marco de inicio de la galería formado por un perfil HEM300, quedando ésta situada 2,16 m por encima del fondo de excavación

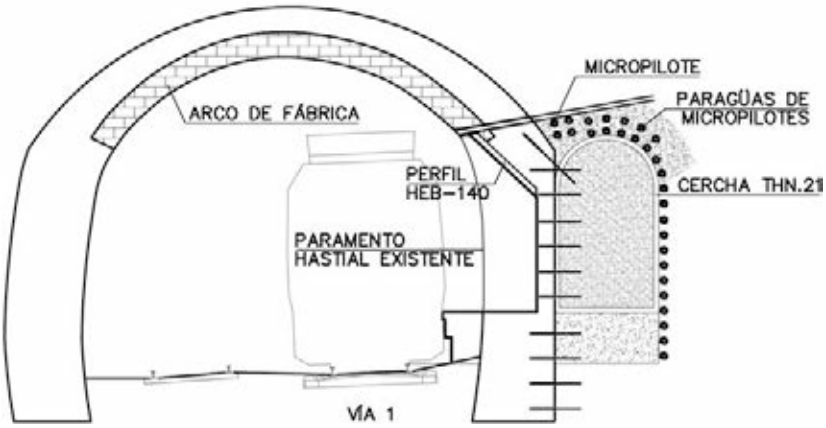


Figura 7. Solución adoptada en el andén lado Norte

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 8. Excavación del pozo de ataque

Figura 9. Montaje de los marcos metálicos de apuntalamiento del pozo de ataque

para permitir la ejecución de los micropilotes inferiores de la misma. Para garantizar el contacto de los micropilotes verticales con los marcos de apuntalamiento se dispusieron chapas de acero soldadas, hormigonando a continuación la zona de contacto entre los micropilotes y la pantalla (ver Figura 9). La excavación se realizó con una giratoria equipada con batilon hasta una profundidad de 12 m; los últimos 3 metros se excavaron desde el interior extrayéndose las tierras mediante sacos.

A mitad de la excavación del pozo se realizó el gunitado de las paredes previa colocación de un mallazo, completando el gunitado del resto una vez concluida su excavación, garantizando su estabilidad durante todo el periodo de ejecución de la galería.

4.2. Ejecución de la galería

Una vez ejecutado el pozo de ataque, se procedió a realizar el paraguas de micropilotes tanto en la clave de la galería como en su pared exterior. En la Figura 10 se aprecia la ejecución del paraguas. La longitud de los micropilotes fue de 23,5 m, abarcando la totalidad de la galería a ejecutar (18,5 m), longitud que se fijaba además como límite para minimizar las desviaciones. El diámetro de perforación fue de 150 mm con tubo de 101,6 mm de diámetro exterior y 8,9 mm de espesor. Las reducidas dimensiones del pozo, junto con la ubicación de la escalera de acceso y la ventilación del mismo dificultó en gran medida la ejecución de los micropilotes, requiriéndose de una estructura metálica auxiliar para posicionar la micropilotadora a distintas alturas.

El paraguas se realizó sin mayores problemas a los ya comentados, produciéndose una cierta desviación de los micropilotes hacia arriba, lo que dio lugar a sobreexcavaciones en la galería. El rendimiento fue de 3 micropilotes por día. Dada la proximidad entre ellos se ejecutaron de forma alternada, no ejecutándose un micropilote hasta que el contiguo estuviera inyectado.

Antes de proceder al hormigonado del fondo del pozo se realizaron unos anclajes con barras ϕ16 al hastial para garantizar su solidarización; a continuación se hormigonó la solera con hormigón HM-20, de 1,16 m de espesor. Posteriormente, con el objetivo de sustentar la bóveda interior de fábrica para cuando se procediese a la demolición del hastial, se ejecuta-

Figura 10. Ejecución del paraguas de micropilotes

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ron desde el interior del túnel en horario nocturno unos micropilotes de 4 m de longitud que atravesando la bóveda se situaban por encima de la generatriz superior del paraguas de micropilotes de la galería, con el fin de trabajar como ménsula de sustentación de la fábrica. Estos micropilotes se ejecutaron a lo largo de toda la galería con un intereje de 30 cm.

Después de esta operación se procedió ya a la excavación de la galería de arco de medio punto, que presentaba una anchura de 2 m y una altura de 3,5 m. La excavación se realizó con avances de 75 cm, disponiendo en cada avance una cercha THN-21 de 108 mm de canto, con un rendimiento de un avance por día con jornada de 24 h (el trabajo nocturno obligó a disponer pantallas acústicas alrededor del pozo). La excavación se realizó con una Bobcat de 90 cm de anchura, tal y como se aprecia en la Figura 11. Las tierras excavadas se ponían en sacas que se extraían mediante un cabrestante y se vertían en un cubilote de 6 o 12 m^3.

La cercha venía en tres partes, dos correspondientes a los dos tramos verticales y otro que constituía el arco de medio punto. Esta configuración permitía adaptarse en cada sección a la geometría real definida por el paraguas de micropilotes asegurando el contacto entre ambos elementos.

Al finalizar la totalidad de la excavación se protegió tanto el frente como la galería con un gunitado. Como elemento de sustentación provisional entre cerchas se utilizaron costeros de madera (Figura 12).

A continuación se procedió a la destroza del suelo de la galería con avances también de 75 cm desde el final de la galería hasta el pozo de ataque. En cada avance se realizaba la excavación bajo la galería de 1 m de profundidad, se ejecutaban los anclajes con ϕ16 al hastial existente en malla de 25 x 25 cm, y se hormigonaba con hormigón HM-20.

Una vez hormigonada toda la base de la galería se procedió a realizar los anclajes en todo el alzado de la misma también con armadura pasiva ϕ16 pero en malla de 50 x 50 cm.

Como último paso se procedió a hormigonar la galería en retirada en tramos de 3 m de longitud, disponiendo para ello un encofrado vertical de cierre. Una vez finalizada se hormigonó el pozo hasta la altura correspondiente a la clave del túnel para proseguir su relleno con mortero hasta el nivel del pavimento de calzada para evitar asientos en superficie debido a la dificultad de compactación del pozo.

Figura 11. Ejecución de la galería

Figura 12. Vista de la galería antes de realizar la destroza

4.3. Demolición del hastial y acabados

Ejecutada la galería se procedió a la demolición del hastial del túnel según la siguiente secuencia.

– Colocación de un perfil longitudinal a lo largo de toda la zona de prolongación de andén en tramos de 3 m para sostenimiento de los micropilotes inclinados; su función era actuar como viga de reparto

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

y facilitar la conexión entre los micropilotes y las cartelas que debían colocarse a continuación.

– Demolición parcial del hastial en bataches de 1 m de anchura mediante perforaciones, cortes perimetrales con hilo de diamante y su posterior destrucción mediante perforación, Darda (sistema hidráulico que mediante la introducción de una cuña en la perforación provoca la fisuración del hormigón) y demolición mediante una Brokk 180 con martillo a percusión (Figura 13); en total se realizaron 23 bataches. En esta fase se demolió únicamente la mitad superior, para poder colocar unos perfiles HEB140 a modo de cartela interior que a la vez de permitir el sostenimiento del arco interior de fábrica, colaboraban en la transmisión del axil del arco del túnel al nuevo hastial. Se dispuso un perfil por cada micropilote. Estos perfiles se soldaron en su cabeza a la viga de reparto y se anclaban mediante una chapa y pernos al hastial de hormigón. Hay que hacer notar que a diferencia de la ampliación lado mar, en este caso en proyecto se dejaban unos 50 cm del hastial existente sin demoler. No obstante, cuando se procedió a la demolición se encontró que la parte posterior del hastial presentaba zonas contaminadas de terreno con baja capacidad resistente, por lo que localmente fue necesario restituir parte del hastial que inicialmente no se contemplaba demoler.

– Demolición del resto de hastial hasta la cota de andén.

En la Figura 14 se muestra la prolongación del andén una vez finalizada la obra civil.

Los duración de estos trabajos fue de un año, de los cuales tres meses correspondieron a la ejecución del pozo, tres a la ejecución de la galería y los 6 meses restantes a los trabajos interiores del túnel que al igual que en la prolongación del andén del lado Sur debían realizarse en jornadas de tres horas efectivas en horario nocturno.

5. PROLONGACIÓN DEL ANDÉN LADO SUR

Como ya se ha expuesto anteriormente, en el lado Sur el túnel presentaba en los primeros 7,65 m una sección en bóveda para pasar a continuación a una sección con hastiales verticales y cubierta plana de vigas, adoptándose soluciones estructurales distintas en cada una de estas secciones tipo. La solución adoptada en el primer tramo fue la misma que la adoptada en el lado Norte, por lo que en este apartado se expone únicamente la solución correspondiente al tramo de cubierta de vigas.

La condición de mantener en servicio tanto el tránsito ferroviario como el acceso a la estación, así como la imposibilidad de trabajar desde la superficie, obligó a plantear una actuación desde el interior del túnel. La solución adoptada consistió en la sustitución del hastial de hormigón en masa existente por una estructura metálica revestida de hormigón, apoyada sobre dos filas de micropilotes, formando una sección en C que permitía ganar la anchura necesaria para el andén (Figura 15). La demolición del hastial se realizó de forma secuencial por bataches de 1 m de anchura, disponiendo en cada jornada únicamente de tres horas útiles.

Figura 13. Vista de las cartelas y demolición del hastial

Figura 14. Vista del andén prolongado. Se aprecia la bóveda, la viga de reparto y las cartelas

El hastial presentaba una altura de 6,30 m (hasta cara inferior de viga de cubierta) con un espesor mínimo de 1,50 m. La solución consistió en demoler una altura de hastial de 4,0 m, dejando unos 80 cm mínimos en la parte superior y 1,5 m en la parte inferior. La parte superior del hastial que se dejaba sin demoler tenía la misión de trabajar como cargadero de forma que cuando se ejecutara la demolición de un batache, se pudiesen transferir las reacciones localizadas de las vigas a los tramos de hastial adyacentes aún no demolidos o a la nueva estructura en caso de que ya estuviese ejecutado el batache contiguo. La transmisión de las cargas a los bataches contiguos durante la fase constructiva originaba unas tracciones horizontales en el

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

hormigón que recomendó la colocación de unas barras ancladas inclinadas de armadura pasiva a modo de tirante inferior del cargadero para controlar la fisuración. Se materializó de este modo un dintel 'armado' que transfería las cargas verticales a los bataches contiguos y que en situación de obra acabada se apoyaba sobre la nueva estructura del hastial.

Al tener que mantener en servicio tanto la línea como la estación los trabajos interiores debían hacerse en horario nocturno reducido. Ello obligaba a que la maquinaria de trabajo se debía transportar en tren cada día desde el parque de maquinaria (situado en Rubí, a una distancia de unos 15 km) al emplazamiento de la obra. Para ello se utilizó una tractora eléctrica con grúa incorporada (Automotor Grúa Rocafort de 39 t) con una plataforma de trabajo de 18 m. La utilización de la tractora eléctrica obligaba a que el corte de tensión de la catenaria no se podía realizar hasta que el tren estuviera ubicado en el emplazamiento exacto de trabajo. La utilización de maquinaria Diesel, que hubiese permitido independizarse del corte de tensión de la catenaria, no fue posible por las condiciones de gálibo restringido del túnel, pendientes altas y radios pequeños que presentaba el túnel entre las estaciones de Sarriá y Provenza. Estos condicionantes hacían que el acceso a vía se produjese a las 0:40 h, llegando el tren a las 0:50 h y realizándose el corte de tensión de la catenaria a la 1:00 h, debiéndose restituir la tensión a las 4:00 h, y liberando la vía a las 4:30 h, lo que dejaba un intervalo útil de trabajo de 3 horas.

La primera actividad que se realizó fue la ejecución de los micropilotes mediante dos máquinas, las cuales venían sobre la plataforma dispuestas en la posición

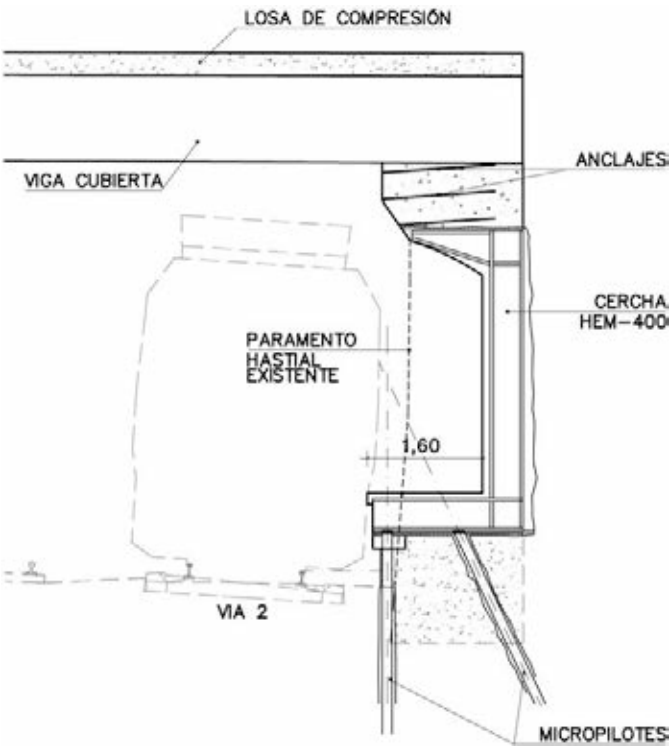


Figura 15. Solución estructural adoptada en la prolongación del andén del lado Sur

adecuada para realizar los micropilotes que se debían ejecutar en esa jornada (las máquinas de micropilotar apenas tenían holgura de movimiento sobre la plataforma). Una vez dispuesta la plataforma en su ubicación, ésta debía calzarse, debido al peralte existente y a los empujes derivados de las máquinas de micropilotes; asimismo se colocaban unas plataformas laterales desmontables para permitir el movimiento del personal alrededor de la maquinaria (Figura 16). Para opti-

Figura 16. Ejecución de los micropilotes desde la plataforma de trabajo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

mizar los rendimientos, la perforación del tramo de hormigón del hastial lo realizaba una máquina de perforación para voladuras para a continuación realizar la ejecución del micropilote con la máquina de micropilotar. Con ello se consiguió realizar 3 micropilotes por jornada y máquina. Se dispusieron dos pilotes por cercha. El micropilote más exterior se realizó vertical y enrasado con el paramento del hastial (a 30 cm del mismo). El otro micropilote, por razones obvias de ejecución se realizó con una inclinación de unos 15º, lo que obligó a realizar un cajeado previo en el hastial. El diámetro de la perforación fue de 200 mm con tubo de 127 mm de diámetro exterior y 9 mm de espesor. Con esta disposición se garantizaba la capacidad resistente de la cimentación tanto frente a solicitaciones verticales como horizontales, prescindiendo de la colaboración del macizo de hormigón que quedaría después de la demolición del hastial. La ejecución de las perforaciones provocaba gran cantidad de polvo que obligó a conectar la ventilación de emergencia del túnel además de realizar una limpieza diaria al finalizar los trabajos de cada jornada de las estaciones contiguas.

Dada la presencia de las líneas de suministro de tensión (cable de 25.000 y 6.000 V), fibra óptica, además de otras acometidas en los hastiales, fue necesario ripar parte de los cables hacia la zona superior del hastial y protegerlos mediante una chapa metálica, y el resto desplazarlos a una canaleta inferior situada al lado de la vía.

De forma simultánea a la operación anterior se ejecutaron los anclajes de armadura pasiva en la parte superior del hastial (dintel). Dichos anclajes se dispusieron horizontales y entrecruzados entre sí con una dirección en planta a 45º del eje longitudinal del túnel. Las perforaciones se realizaron con barrenadora mediante una cesta eléctrica montada sobre la plataforma. Una vez reforzada la parte superior del hastial se procedió por bataches a la sustitución del mismo por la nueva estructura según la siguiente secuencia:

1. **Demolición del hastial***:* Demolición en una altura de 4 m y una anchura de 1 m hasta el terreno del trasdós. La cota inferior de la demolición se situaba 50 cm por debajo de la cota de andén (Figura 17). La ausencia de agua y la naturaleza cohesiva de las capas arcillosas, así como la reducida anchura de la excavación garantizaban la estabilidad del terreno. La demolición de cada batache se realizó según el siguiente proceso:

– Realización de perforaciones de 150 mm en las esquinas del área a demoler con una máquina sacatestigos con corona de diamante.
– Realización de los cortes verticales con polea de fondo con hilo de diamante, dejando los últimos 10 cm sin cortar.
– Realización de los cortes horizontales del mismo modo que los verticales, incluyendo el corte del micropilote posterior.

Figura 17. Demolición del hastial. Se aprecían las perforaciones y cortes verticales y horizontales

– Realización de perforaciones de 40 mm de diámetro en toda la superficie a demoler, para facilitar la posterior demolición.
– Utilización de Darda para fisurar el hormigón.
– Demolición del hastial mediante una Brokk 180 con martillo a percusión de alto rendimiento dirigida a distancia.

Con ello se conseguía la demolición en bolos de pequeño tamaño que debían retirarse a mano hasta las sacas habilitadas sobre la plataforma. Para la demolición completa de un batache eran necesarios 2,5 días de trabajo.

2. **Colocación de la base de apoyo:** Colocación y nivelación de la chapa de acero de 24 mm de apoyo de las cerchas sobre un mortero de nivelación sin retracción; la chapa venía perforada coincidiendo con los micropilotes -según la plantilla realizada el día anterior-, para permitir la soldadura entre éstos y la chapa. Con ello se conseguía una superficie de apoyo de las cerchas perfectamente nivelada y la conexión de los micropilotes a la chapa que posteriormente se soldaría a los perfiles de las cerchas.

3. **Colocación de cerchas:** Mediante una Vaiacar giratoria que podía desplazarse por la vía se colocaban las dos cerchas metálicas en sección en C que se transportaban al emplazamiento mediante la plataforma (Figura 18). Las cerchas estaban constituidas por un perfil HEM-400 de acero S275JR, con un peso total por cercha de 1.700kg. Se alcanzó un rendimiento de 4 cerchas por día. Las dos cerchas estaban separadas 40 cm entre ejes.

4. **Hormigonado de las cerchas:** Colocación de mortero sin retracción en el contacto superior de la cercha con el dintel para asegurar el perfecto contacto. Colocación de armadura pasiva de piel y hormigonado del andén y del paramento vertical contra el

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 18. Colocación de la estructura metálica en C

Figura 19. Hormigonado del hastial

terreno, materializándose un hastial de unos 55 cm de espesor por unos 90 cm de anchura. Hormigonado final de la parte superior de la cercha con una bomba situada en el andén de la estación (Figura 19).

Los bataches se ejecutaron de forma alternada, de manera que se podía trabajar simultáneamente en 3 bataches, lo cual permitió minimizar los plazos de ejecución. En total se realizaron 20 bataches.

La duración de los trabajos de prolongación de este andén fue de 10 meses, sin contar los posteriores trabajos de instalaciones y acabados. En la Figura 20 se pueden observar 3 bataches ejecutados, mientras que en la Figura 21 se muestra el andén con la obra civil prácticamente terminada.

Figura 20. Ejecución de los bataches en la ampliación del lado Sur

Figura 21. Vista de la ampliación del andén lado Sur

6. ANÁLISIS DE LAS SOLUCIONES

Para el cálculo y optimización de la solución, tanto para la ampliación del andén lado Sur como del andén lado Norte, así como para analizar la afección que se pudiese producir a los edificios e infraestructuras adyacentes, se realizó un modelo de cálculo 3D con el programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3-Dimension) que permite analizar la interacción terreno-estructura. Para el encaje inicial se realizaron en primera instancia cálculos "manuales" simplificados que permitieron predimensionar los distintos elementos estructurales; estos cálculos sirvieron de contraste a los obtenidos con los modelos numéricos.

6.1. Prolongación del andén Sur

Se realizó un modelo de cálculo que reproducía la geometría de la estación, así como la secuencia constructiva seguida. El modelo tenía unas dimensiones de 40 m en la dirección longitudinal del eje de la estación, 80 m en la dirección transversal y 33 m en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

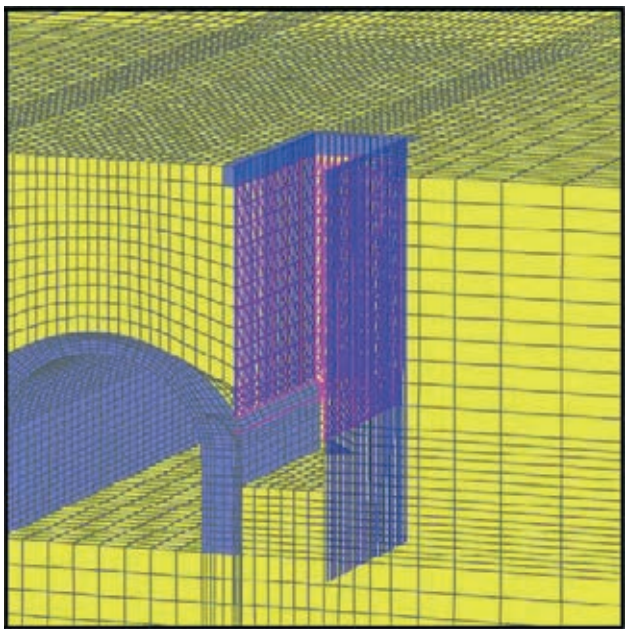


Figura 22. Modelización del túnel y del pozo de acceso

vertical, con un total de 147.551 zonas y 166.444 nodos (Figura 22).

Tanto los hastiales como las vigas de cubierta (esviadas y ortogonales) se modelizaron con elementos volumétricos.

En el modelo se reprodujo la distribución de litotipos, a los cuales se les asignó un modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Si bien no se disponía de mucha información de cómo se construyó el túnel existente, dada su tipología se consideró la construcción en trinchera con taludes 1:3.

Para los elementos de hormigón se consideró un modelo constitutivo elástico. En los hastiales, al ser elementos de hormigón en masa, se les asignó un modelo con ablandamiento (strain softening), con un comportamiento frágil y una resistencia tracción de pico de 2 MPa y residual nula, lo cual permitió obtener el comportamiento estructural después de la fisuración.

Los perfiles de las cerchas se modelizaron mediante elementos tipo barra, mientras que los micropilotes se modelizaron como elementos tipo pile de FLAC3D (Figura 23). No se modelizó el recubrimiento de hormigón de las cerchas por su complejidad de modelización, con lo que a efectos del cálculo realizado, las cerchas eran los elementos resistentes que soportaban la totalidad de los esfuerzos.

Se reprodujeron las distintas fases de ejecución de la prolongación del andén en una secuencia de cálculo lo más ajustada a la realidad. Para ello se puso a punto una rutina de cálculo que reproducía la demolición secuencial. Para cada una de las fases se realizaba la demolición de un metro de hastial y se activaban los perfiles correspondientes, permitiendo el equilibrio mecánico del modelo.

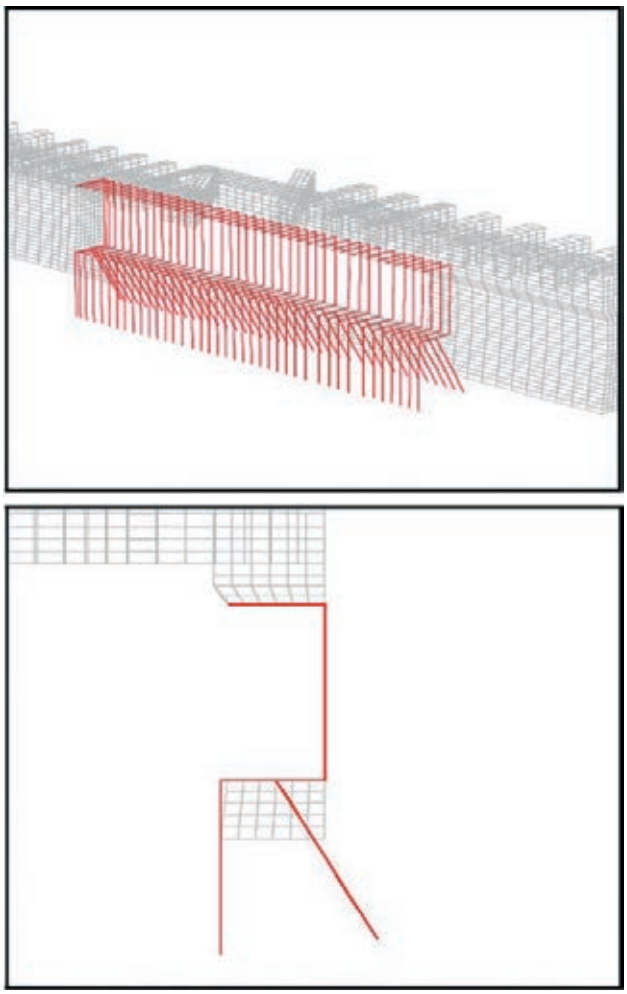


Figura 23. Modelización de las cerchas y micropilotes

Se partió de la construcción del túnel considerando el siguiente proceso de construcción:

- Excavación de la trinchera
- Construcción de los elementos estructurales del túnel (hastiales, vigas y losa de cubierta)
- Relleno de las tierras de trinchera

Se consideró esta situación como punto de partida, a partir de la cual se inicializaron las deformaciones para poder obtener así los movimientos producidos únicamente por la ejecución de las obras, procediéndose a continuación a reproducir la ampliación del túnel.

El objetivo del análisis era determinar las variaciones tensionales en los distintos elementos estructurales del túnel (hastiales, vigas de cubierta y losa), obtener los esfuerzos en las cerchas y micropilotes y analizar los movimientos en el entorno de la obra para evaluar la afección a servicios y edificaciones próximas.

Los desplazamientos horizontales y verticales que se obtuvieron fueron del orden milimétrico. A nivel de superficie los movimientos horizontales máximos fueron de 1 mm, mientras que los verticales máximos fueron de 4 mm ascendentes, debido al efecto de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

demolición del hastial con la consiguiente descarga del terreno.

En la estructura los máximos movimientos verticales fueron de 11 mm, localizados en la base del hastial, bajo la zona ampliada (Figura 24).

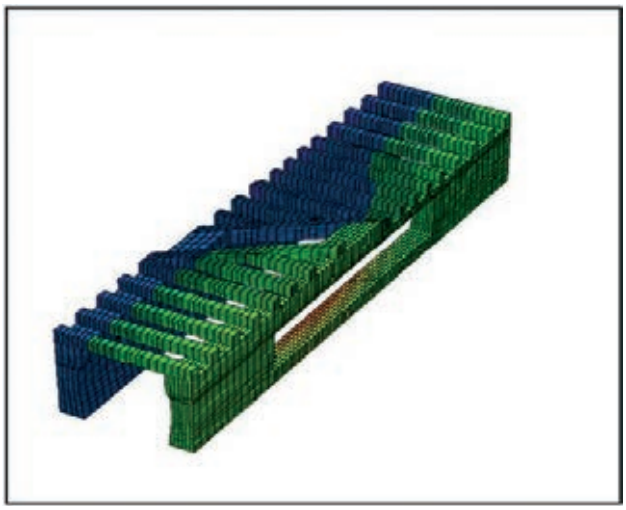


Figura 24. Movimientos verticales en hastiales y vigas. Fase final

En cuanto a tensiones, en las vigas de cubierta las compresiones alcanzaron valores medios de 9 MPa (con puntas de 12 MPa) siendo el incremento con respecto a la situación de partida de 1 MPa. Las tracciones se incrementaron en 0,5 MPa, llegando los valores en la cara inferior de las vigas a 9,5 MPa. En los hastiales las compresiones se incrementaron en los bordes de la ampliación, llegando a 11 MPa, si bien en general se mantuvieron en valores inferiores a 5 MPa. En el caso de las tracciones, se obtuvieron máximos de 1,4 MPa en la ménsula superior.

Finalmente se obtuvieron los esfuerzos en los perfiles de las cerchas y en los micropilotes, a partir de los cuales se verificaron los estados límite geotécnicos y estructurales de estos elementos [2].

6.2. Prolongación del andén Norte

El modelo realizado tenía unas dimensiones de 90 m en la dirección longitudinal del eje de la estación, 140 m en la dirección transversal y 30 m en la vertical, con 185.504 zonas y 203.509 nodos de cálculo. El modelo incluía explícitamente los siguientes elementos: la caverna de la estación, el túnel de línea existente, la galería lateral de refuerzo del hastial, y el pozo de ataque. Una vista del modelo se muestra en la Figura 25.

En cuanto a la modelización del terreno se siguieron los mismos criterios que en la ampliación lado Sur, en cuanto a parámetros y modelos constitutivos. Los elementos de sostenimiento se incluyeron en su totalidad en el modelo de cálculo (micropilotes, viga de atado, arriostramientos, gunitado mediante elementos tipo lámina, cerchas, etc.), a excepción de los anclajes entre

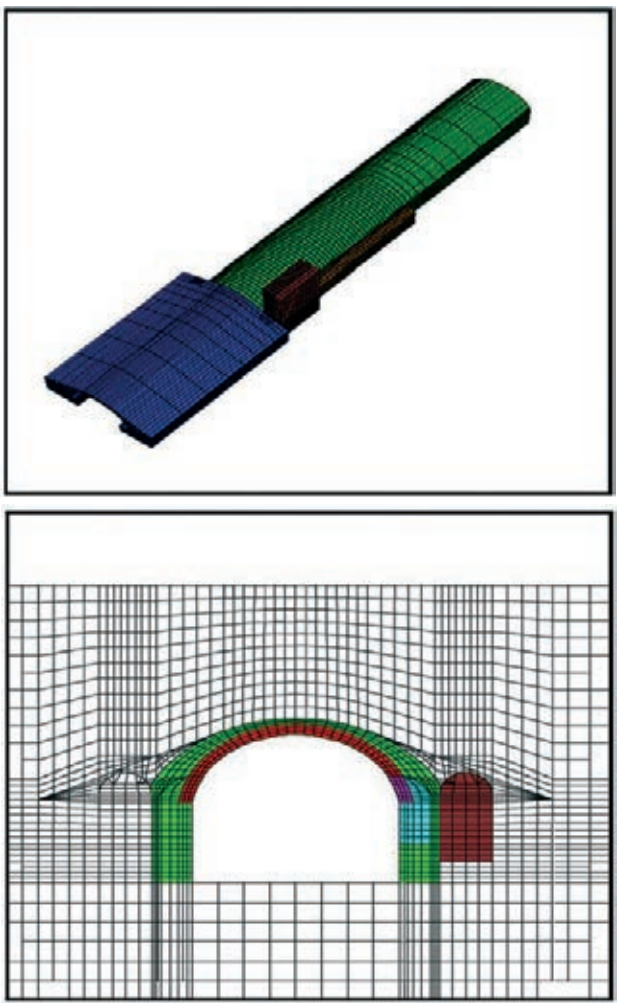


Figura 25. Modelización del túnel y estación

el hormigón de la galería y el hastial existente, aunque se asignó a la superficie de contacto una resistencia muy elevada para obtener las tensiones rasantes para el posterior dimensionamiento de los pasadores (Figura 26).

El cálculo se realizó reproduciendo las fases de ejecución incluyendo la excavación de la galeria en avances de 75 cm y la posterior excavación en destroza.

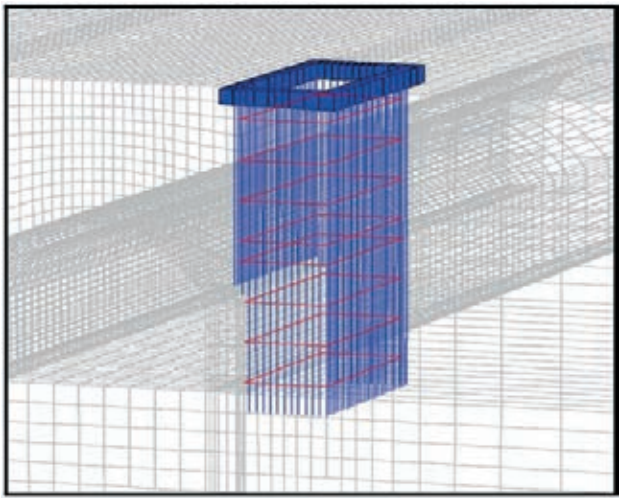


Figura 26. Modelización de los elementos de sostenimiento del pozo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Los movimientos verticales máximos en superficie fueron de 6,5 mm en el entorno de la excavación del pozo; del mismo orden de magnitud fueron los movimientos horizontales en superficie (5 mm), que también se produjeron alrededor del pozo. Los movimientos máximos en el terreno se obtuvieron alrededor de la galería, con valores de 54 mm.

Con el modelo realizado se analizó la evolución de tensiones de compresión y tracción en cada una de las fases, verificándose que se mantenían dentro de los rangos admisibles. Las tensiones máximas de compresión pasaron de los 4,9 MPa iniciales a un valor máximo localizado de 12,9 MPa. Las tensiones máximas de tracción se localizaron en el trasdós del hastial existente a la altura de la clave de la galería siendo su dirección sensiblemente tangente al arco del túnel. Para coser estas tracciones se realizaron anclajes de armadura pasiva inclinados desde el interior de la galería.

7. AUSCULTACIÓN

Al inicio de las obras se implantó un sistema de auscultación con el triple objetivo de prevenir daños a personas y bienes, prevenir daños a operarios y a la propia estructura del túnel, y proporcionar una herramienta para mejorar el control de la obra y optimizar procedimientos constructivos y sostenimientos.

El sistema de auscultación consistió en la colocación de un teodolito en superficie que registraba los movimientos de los prismas colocados en las fachadas de los distintos edificios del entorno de la Plaza Molina. Los movimientos registrados fueron poco significativos, alrededor de los 3 mm, valores que se corresponden con movimientos propios por variaciones térmicas.

También se dispusieron dos teodolitos automáticos en el interior del túnel de FGC, uno en la zona de prolongación del andén lado Sur y otro en la prolongación del andén lado Norte, que registraron los movimientos de prismas colocados en las distintas secciones de convergencia (cinco en cada lado) y en prismas adicionales colocados en la zona del hastial a demoler del lado Sur. Estas lecturas se contrastaron con lecturas puntuales con cinta invar, en cinco secciones de convergencias manuales en cada andén.

Figura 27. Aspecto de la obra terminada

Respecto a las lecturas automáticas se observaron valores de convergencia que no superaron los límites de notificación y que no mostraban ninguna tendencia significativa, con un valor máximo de 1,32 mm en la prolongación del lado Sur y de 2,04 mm en la prolongación del lado Norte.

En la ampliación del lado Sur se colocaron prismas adicionales para medir los movimientos verticales, obteniéndose valores máximos de 1,53 mm, inferiores a los 6 mm obtenidos en la modelización.

En la galería de la ampliación del lado Norte se midieron las convergencias en cinco secciones con una frecuencia diaria. Las convergencias no registraron valores superiores a los límites previstos, con un máximo de 1,91 mm.

REFERENCIAS

[1] MONTOBBIO CAMPROBI, Xavier. *Proyecto constructivo de la prolongación de andenes de Sant Gervasi y mejora de la accesibilidad de Sant Gervasi y Plaza Molina*. Barcelona: GPO, 2005.

[2] MINISTERIO DE FOMENTO. *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera.* 1ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 2005. 141 p. (Normativas. Instrucciones de Construcción).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Obras de ampliación del Casón del Buen Retiro

Enlargement of the "Casón del Buen Retiro"

Antonio Guajardo Plaza[1], Purificación Bautiste Villanueva[2], Antonio Díaz Martín[3] y Juan Rodado López[4]

Recibido | *Received:* 23-12-2011
Aceptado | *Accepted:* 20-04-2012

Resumen

Las últimas obras de Ampliación y Remodelación del Casón (Madrid) fueron iniciadas en 1997 y finalizadas oficialmente en el año 2009 con la apertura del edifico como Centro de Estudios del Museo del Prado. Estos trabajos proporcionaron nuevos espacios al edificio con la construcción de dos sótanos bajo el nivel de acceso.

El enorme valor histórico y artístico del edificio condicionó el proyecto y las obras. Las magníficas pinturas de Lucas Jordán sobre las frágiles bóvedas de la Sala de Embajadores determinaron unas medidas de seguridad muy estrictas y un exhaustivo sistema de control.

Palabras clave: Lucas Jordán, Ricardo Velázquez Bosco, recalce, excavación y refuerzo de micropilotes, puesta en carga.

*Abstract**

The latest works of the Expansion and Remodeling of the Cason (Madrid, Spain) began in 1997 and officially ended in 2009 when it opened as a Study Centre of the Prado Museum. These works provided new spaces for the building with the construction of two basements floors below the Access Level.

The great historic and artistic value of the building put conditions on the project and works. The magnificent paintings of Luca Giordano on the fragile vaulted ceiling of the Ambassadors Hall obligated rigorous security measures and control system.

Keywords: *Lucas Jordán, Ricardo Velázquez Bosco, shoring-up, excavation and reinforcement of micropiles, loads transmission.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 96 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos (Madrid, España).
(2) Ingeniero Industrial. Acciona Ingeniería (Madrid, España).
(3) Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Acciona Ingeniería (Madrid, España).
(4) Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Acciona Ingeniería (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* pbautist@acciona.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

El Casón y el Museo del Ejército son los dos únicos vestigios que aún se conservan del Palacio del Buen Retiro. El conjunto fue construido por el Conde Duque de Olivares como regalo a Felipe IV en las inmediaciones del Monasterio de San Jerónimo el Real y contaba con extensos edificios y magníficos jardines [1]. El monasterio, que se encontraba desde 1502 en el lugar que hoy ocupa su iglesia y claustro, era el lugar de retiro de los reyes en ocasiones de duelo.

Alonso Carbonell se encargó de su construcción en 1633. El palacio fue concebido como un gran espacio festivo donde se dieran cita todas las artes (para el "Buen Retiro") [1]. La pieza más noble era el Salón de Reinos donde se representaban las obras de teatro y se celebraban los bailes. Posteriormente se decidió construir dos nuevas estancias para albergar estas actividades, el Coliseo (1638-1640) y el Casón, que fue iniciado en 1637.

Durante el reinado de Carlos II, probablemente en 1697, se encargó al pintor napolitano Luca Giordano la decoración del techo, muros y demás espacios anejos. Las pinturas realizadas sobre la frágil estructura de la bóveda del Salón de Embajadores son las únicas que se conservan en la actualidad y poseen un valor histórico, testimonial y artístico incalculable (Figura 1).

Fueron concebidas para la exaltación de la monarquía española en un momento de crisis política que supuso el fin de la dinastía de la casa de Austria. El programa iconográfico se estructura en dos grupos colocados en los testeros este y oeste, que representan respectivamente la fundación de la Orden del Vellocinio de Oro y la Majestad de España [2]. Las edades de la humanidad se sitúan en las esquinas, y las Musas y los filósofos en la base de la bóveda. Los trabajos de Hércules, hoy perdidos, se representaban en los muros. Se concibe así un doble recorrido geográfico y cronológico que avanza desde el este hasta el oeste, siguiendo el camino del Sol, y que ilustra el origen mítico de la corona española y la historia del mundo avanzando de la mano de la Monarquía. Se acaba con la poderosa figura de España dominando el globo terráqueo.

Su valor artístico es hoy indiscutible. Después de mucho tiempo en el olvido, los últimos estudios reconocen la fecundísima imaginación y la enorme capacidad creativa de Lucas Jordán, y sitúan estas pinturas en lo mejor de su producción [3]. Se trata, además, de una de las obras más notables ejecutadas al fresco.

El Palacio del Buen Retiro sufrió un grave deterioro durante el asedio de Napoleón del que sólo se salvaron parte del Salón de Reinos, hoy Museo del Ejército, y el Casón. La reconstrucción del S. XIX no respetó la antigua planimetría e independizó los edificios [4]. En el Casón se construyen nuevas fachadas, las más destacables son la de Mariano Calderera, que sirve de fondo al bello "parterre" del parque del Retiro, y la de Ricardo Velázquez Bosco, final de la perspectiva de la calle Felipe IV. Esta última es una verdadera obra maestra (Figura 2).

El Casón ha desempeñado diferentes funciones a lo largo de la historia que han ido acompañadas de remodelaciones internas. Desde 1834 a 1877 fue Cámara del Estamento de Próceres, de 1877 a 1960 Museo de Reproducciones Artísticas, entre 1960 y 1971 fue Sala de Exposiciones Temporales de la Dirección General de Bellas Artes y por último, en 1971, se adscribe al Museo Nacional del Prado para la exhibición de los fondos del siglo XIX. La última remodelación importante, antes de abordar la descrita en este artículo, se puso en marcha para poder albergar el Guernica (1981-1992).

En 1997 se cerró al público para ejecutar las obras de ampliación que detallamos a continuación y la restauración de las pinturas de Lucas Jordán. Se reabrió en el 2009 como Centro de Estudios del Museo del Prado.

Figura 1. Alegoría a la historia del Toisón de Oro de Lucas Jordán

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO DE AMPLIACIÓN

El proyecto de Rehabilitación y Ampliación del Casón del Buen Retiro surge en 1997 a raíz de la decisión conjunta del Patronato y del Museo de Prado de utilizar el Casón para la exposición de las colecciones del siglo XIX. La necesidad de abordar una reforma que solventara la inadecuación de las instalaciones había sido puesta de manifiesto en el diagnostico del edificio realizado durante el proyecto de Rehabilitación de las Cubiertas que se estaba llevando a cabo.

La adecuación del Casón como área expositiva requería mejorar el sistema de acceso, limitado a la entrada Este e imposible para personas de movilidad reducida, y reubicar las instalaciones para liberar las cubiertas y las zonas centrales del edificio. También era imprescindible mejorar las comunicaciones verticales y horizontales de personas y cargas, redistribuir los espacios internos para mejorar las zonas de exposición, acondicionar la iluminación (natural y artificial) a los distintos usos, aumentar y recolocar los espacios servidores, y proporcionar nuevos espacios para almacenaje e instalaciones [5]. Para estos últimos se planea la construcción de tres sótanos aunque, finalmente, sólo se ejecutarán dos.

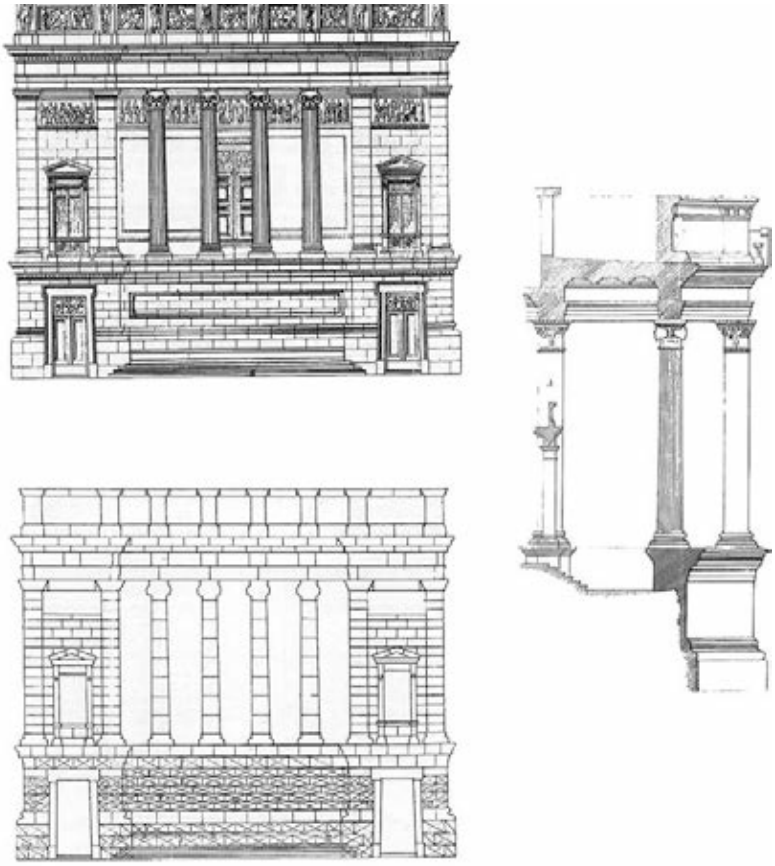


Figura 2. Fachada Oeste. Planos de Velázquez Bosco, 1887

Todas las actuaciones necesarias se plantean sobre los principios de máximo respecto a la esencia original del edificio y a potenciar su valor artístico. La recuperación del Salón de Embajadores en todo su esplendor, el restablecimiento del diálogo entre el interior y el exterior esenciales en el proyecto original [6], y el respeto a la imagen externa del edificio, tan característica de la arquitectura madrileña del siglo XIX (Figura 2), han sido los ejes sobre los que se han movido todas las intervenciones llevadas a cabo durante el largo proceso de ejecución. Al mismo tiempo que se aborda el proyecto de remodelación, e inseparable de éste, se ponen en marcha los trabajos de restauración de las pinturas de Lucas Jordán (Figura 1).

Otro requisito imprescindible fue la necesidad de proteger el subsuelo y los sótanos de la humedad, especialmente de la que pudiera producirse por la rotura de alguno de los servicios de agua y alcantarillado que discurren por la calle Alfonso XII, y que son de los más complejos en el sistema de distribución del Canal de Isabel II. Por esta razón se planea la construcción de un muro perimetral a modo de atarjea.

Otro de los condicionantes del proyecto fue el máximo aprovechamiento de las obras de Rehabilitación de las Cubiertas que se estaba llevando a cabo.

3. PROYECTO Y EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DE AMPLIACIÓN

Las obras de Remodelación y Ampliación se adjudicaron en 1998 a la UTE de NECSO (hoy ACCIONA Infraestructuras) y FCC. Los trabajos se iniciaron en enero de 2000 y acabaron en 2009. IBERINSA (ahora ACCIONA Ingeniería) realizó el Proyecto Básico (1998) y, posteriormente, el Constructivo y la Asistencia Técnica durante los años 2001, 2002 y 2003. En este periodo es cuando se llevaron a cabo las obras principales de recalce, construcción y puesta en carga de la estructura.

El Proyecto Constructivo estuvo condicionado por el valor histórico y artístico del Casón, y debió adaptarse al estado real del edificio y a las posibilidades de ejecución a medida que se avanzaba en los trabajos.

El punto más delicado fue el salvaguardar los frescos de Lucas Jordán. Las pinturas, realizadas sobre una bóveda encamonada de madera estucada suspendida de la cubierta de madera original, resultaban enormemente frágiles. Además, en el momento de iniciar los trabajos se encontraban en un pésimo estado de conservación que no podía ser agravado bajo ningún concepto. Estas circunstancias impusieron como requisito fundamental la ausencia de movimientos y vibraciones, y obligaron a establecer un complejo sistema de auscultación para controlar en todo momento este principio. Toda la instrumentación fue realizada por el CEDEX.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Las operaciones de consolidación, recalce, excavación, ejecución de la estructura definitiva y puesta en carga se realizaron por zonas (Figura 3), según el estado real de cada elemento estructural. En los apartados siguientes se resumen las soluciones adoptadas.

3.1. Trabajos previos

Antes de iniciar el proceso de excavación se realizaron las obras de acondicionamiento de la estructura sobre rasante y distintos ensayos para determinar la capacidad portante del terreno y el estado de la fábrica de ladrillo. Estos trabajos pusieron de manifiesto el estado de conservación de cimentaciones, muros y forjados.

La situación de los muros del Salón de Embajadores (Sala de Lucas Jordán), a pesar de su gran espesor, era bastante preocupante. Los ladrillos originales del siglo XVII eran de muy diversa cocción y calidad, y el mortero de cal presentaba un elevado grado de meteorización. Además, los apoyos de los muros tenían resistencias muy variables, debido tanto a la diferente naturaleza de los materiales utilizados (desde piezas de granito a simples costrones de cal y canto), como al agravante de que algunos de estos apoyos habían sido alterados para la perforación de tuberías de gran diámetro. A todo esto había que añadir una multitud de huecos de distintos tamaños y formas realizados por motivos decorativos.

Los muros de cerramiento laterales a fachada en la calle Felipe IV tampoco ofrecían muchas garantías. En este caso estaban formados por varias hojas no trabadas de ladrillo de diferente calidad de los que, en algunos casos, arrancaban elementos metálicos de sujeción sin una estructura clara y coherente.

Estos factores obligaron a consolidar y rigidizar estos muros antes de efectuar cualquier operación, y a modificar el sistema de recalce inicialmente previsto, sustituyéndolo por el sistema de vigas pared de hormigón armado cosidas al muro mediante bulones. Previamente se realizaron ensayos de gato plano para determinar la capacidad portante de los ladrillos.

Los muros de las plantas primera y segunda también se consolidaron, eliminando las capas deterioradas y reconstruyendo espesores con ladrillos macizos fabricados ex profeso que se trababan con mortero de cal y cemento y llaves de acero inoxidable [5]. Posteriormente se enfoscaron con un mortero bastardo de cal y cemento sobre malla metálica (Figura 4).

También se encontraron forjados de distinta naturaleza y resistencia. En muchos casos los forjados eran bóvedas de ladrillo con luces de 3 metros apoyados en vigas o celosías metálicas, mientras que en algunas zonas eran de viguetas y entrevigado de tablero de rasilla. Los elementos metálicos se encontraron en un excelente estado de conservación y fueron aprovechados en su totalidad [5].

Los forjados existentes fueron reforzados o reconstruidos según su capacidad portante frente a las nuevas solicitaciones [7]. La mayoría de los forjados fueron reforzados [8] eliminando el relleno superior y construyendo una losa de hormigón de 10-12 cm conectada a la estructura resistente para que funcionara como un elemento mixto. Algunos de los forjados de viguetas fueron demolidos y ejecutados de nuevo con forjados de vigas metálicas y chapa grecada colaborante.

3.2. Ejecución de micropilotes y muro pantalla

Los muros pantalla perimetrales se ejecutaron por el método habitual en bataches de 2,50 m de anchura y 0,45 m de espesor.

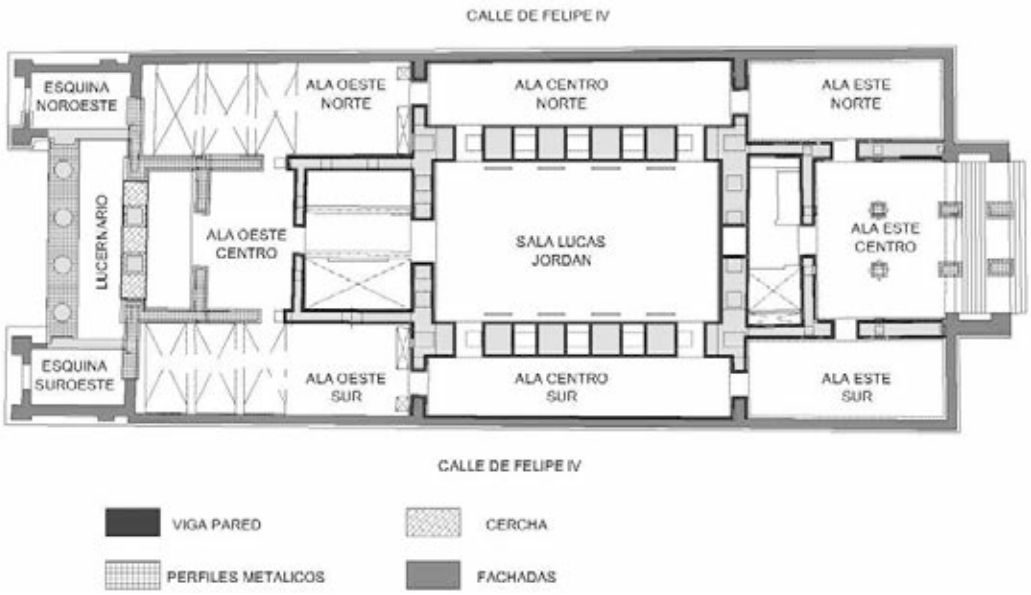


Figura 3. Soluciones estructurales por zonas

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 4. Consolidación de muros

Todas las cimentaciones se realizaron con micropilotes armados con tubos metálicos. Las perforaciones, de 180 ó 200 milímetros de diámetro y aproximadamente 25 metros de longitud por debajo de la cota de planta baja, se efectuaron a rotación para evitar vibraciones en los muros y en las bóvedas [9]. Se colocaron dos tipos de armadura tubular, perfiles de 127 × 8,8 en taladros de 180 milímetros y de 139,7 × 8,8 en diámetros de 200 milímetros, en dos calidades de acero diferentes, N-80 según API-5L [10] y S355J2G3 según UNE.EN.10025 [11]. Los tubos se introducían en tramos de 2 metros y se unían con rosca. El relleno se efectuó con lechada de cemento.

La mayor parte de los micropilotes se ejecutaron desde Planta Baja (cota +0.00) aunque algunos tuvieron que efectuarse desde Planta de Acceso (cota -6.25) y desde Sótano 1º (cota -11.25). Aunque se trató de optimizar el número de micropilotes, aprovechando muchas unidades como armadura definitiva de pilares, las dificultades de ejecución y la situación real de la obra obligaron a colocar del orden de 1.200 micropilotes.

Para determinar la resistencia real del terreno en el empotramiento de los micropilotes se realizaron un ensayo a tracción y dos a compresión. El ensayo a tracción se efectuó con un micropilote de 180 mm de 19,5 metros de longitud pero con sólo 8,5 metros en contacto con el terreno, tratando de simular las condiciones reales.

Los ensayos a compresión se realizaron en tubos de 180 y 200 milímetros de diámetro con 10,5 y 12 metros de longitud. Ambos se realizaron en la fachada Oeste donde el terreno, a esas profundidades, era similar al que tendrían la mayoría de los micropilotes. Se determinaron unos valores de resistencia de 900 y 700 KN para los micropilotes de 200 y 180 milímetros respectivamente [9].

También se efectuó un ensayo de excavación de muros pantalla para estimar el empuje del terreno.

3.3. Recalce provisional de la estructura

3.3.1. *Recalce con vigas pared sobre micropilotes*

Para la zona 1, Sala Lucas Jordán y zonas 3 y 4, futuros núcleos Oeste y Este, donde los muros estaban en mal estado, se adoptó el sistema de vigas pared apoyadas sobre micropilotes provisionales o definitivos, según las posibilidades de ejecución (Figuras 5 y 6).

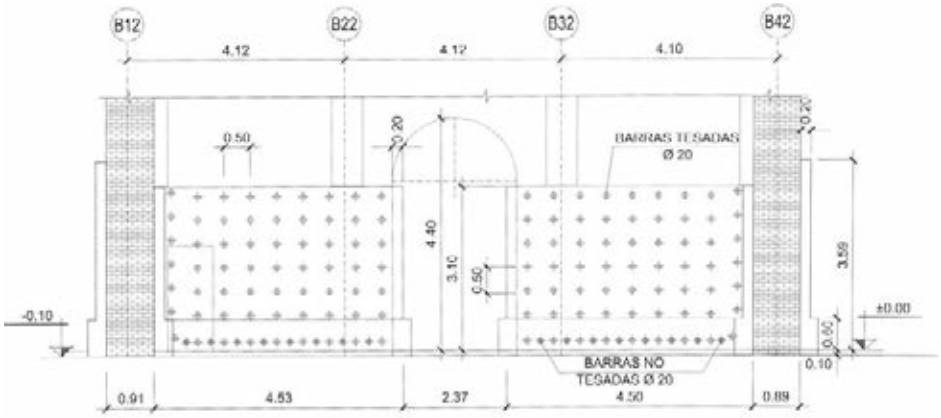


Figura 5. Sistema de recalce con vigas pared

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 6. Vigas pared

Figura 7. Muros sobre emparrillados metálicos

Se trata de vigas de hormigón armado de 20 centímetros de espesor y unos cinco metros de altura adosadas a ambos lados del muro existente de ladrillo. Para asegurar el contacto de todos los elementos y su comportamiento conjunto se colocaron barras tesadas a 10 toneladas. En la zona inferior de los muros, y para evitar desprendimientos de la cimentación en la fase de excavación, se dispusieron barras inyectadas adicionales.

3.3.2. *Recalce con perfiles metálicos encastrados en la base del muro y apoyados sobre vigas de atado en cabeza de micropilotes*

Los muros sanos se apoyaron sobre su base por medio de un entramado de vigas y micropilotes [12]. En la base del muro se ejecutaron una serie de taladros, efectuados por rotación con corona de diamante de 300 mm de diámetro y refrigeración con agua, que se rellenaban con perfiles metálicos y mortero de alta resistencia para asegurar el contacto y la transmisión de cargas. Estos perfiles descansaban sobre otros longitudinales, a ambos lados del muro, que apoyan sobre micropilotes (Figura 7).

Esta solución se adoptó en parte de las zonas 3 (Núcleo Oeste), 4 (Núcleo Este), 5 (Entrada Este) y 6 (Entrada Oeste). En las fachadas, zona 2, para adaptarse a los sillares de granito, las vigas metálicas longitudinales fueron sustituidas por vigas de hormigón.

3.3.3. *Recalce especial para la columnata interior de la fachada de Velázquez Bosco*

Para la columnata interior de la Fachada Oeste se tuvo que recurrir a un sistema de recalce especial, similar al anterior, pero regulable en la base por medio de un sistema de tirantes. Estos pilares se apoyaban en un gran arco de ladrillo de 1,5 m de ancho y 10 m de longitud bastante poco fiable por lo que se optó, después de estudiar varias alternativas, por un sistema de sujeción por debajo de la columnata que se pudiera controlar fácilmente.

La base de los pilares se apoyaba en perfiles metálicos colocados de manera progresiva y controlada, con el mismo sistema descrito en el apartado anterior (taladros sobre el muro posteriormente rellenos con mortero de alta resistencia). Estos perfiles descansaban sobre unos entramados metálicos que colgaban de dos grandes vigas longitudinales en celosía, arriostradas entre sí, y apoyadas sobre dos parejas de micropilotes situados a ambos lados del arco (Figuras 8 y 9). La transferencia de cargas, primero desde las columnas a las celosías y de éstas a los micropilotes extremos, y después, desde las columnas a los pilares definitivos construidos por debajo, se realizó con el tesado/destesado progresivo de los tirantes.

Todas las operaciones de esta zona se controlaron con la instrumentación colocada en la cabeza de los micropilotes.

3.4. Excavación y refuerzo de micropilotes

Para dar estabilidad al conjunto durante la excavación fue necesario idear un sistema de rigidización para los micropilotes que permitiera una construcción fácil. Los tubos aislados, sin el apoyo del terre-

Figura 8. Recalce de la columnata interior de la fachada de Velázquez Bosco

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

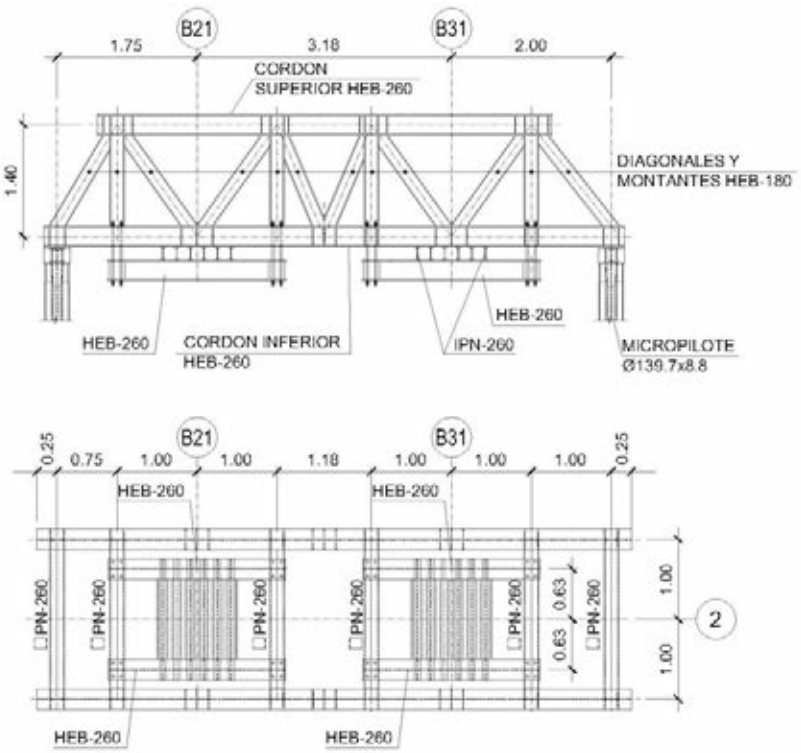


Figura 9. Cercha de apoyo de la columnata interior de la fachada de Velázquez Bosco

no ni el efecto de grupo, tenían una longitud de pandeo de alrededor de 3 metros [13].

El arriostramiento entre grupos de micropilotes se rechazó por razones constructivas ya que hubiera imposibilitado el proceso de excavación y la ejecución de la estructura definitiva. Tampoco era viable en muchas zonas, además de ser muy costoso, embeber los tubos metálicos dentro de pilares de hormigón. Finalmente, después de estudiar distintas alternativas por zonas, se alcanzó una solución única para resolver todos los casos.

Los tubos metálicos se reforzaban, a medida que se iban quedando sin el apoyo del terreno, con dos perfiles IPE-160 cortados por la mitad formando un perfil compuesto en cruz. De esta forma se aumentaba la capacidad resistente a flexión de cada micropilote sin apenas aumentar el espacio necesario (Figura 10).

Los perfiles de refuerzo se conectaban a los tubos N-80 por medio de cuatro collarines metálicos dispuestos cada medio metro, que unidos entre sí y a las IPE-160 por medio de tornillos de alta resistencia, fijaban los refuerzos a los tubos (Figuras 10 y 11). En los tubos de calidad de acero S355J2G3 los refuerzos se soldaban directamente. El primer sistema evita las soldaduras, muy difíciles en los tubos calidad N-80 y siempre delicadas en los elementos en carga. Los empalmes entre tramos de los perfiles de refuerzo se realizaban con soldaduras a tope.

Las fases de excavación y refuerzo se determinan para proporcionar la máxima seguridad frente a cualquier movimiento lateral desestabilizador en función de las

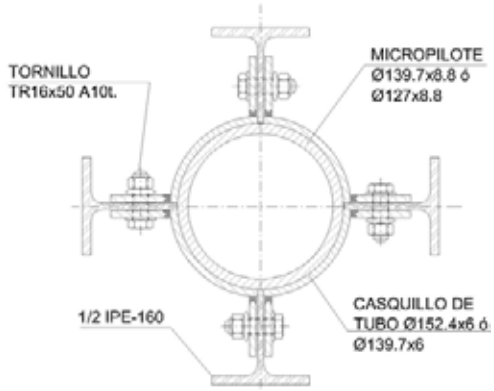


Figura 10. Sección tipo de refuerzo de micropilotes

Figura 11. Refuerzo atornillado de micropilotes

condiciones de borde de los micropilotes y su altura libre (Figura 12). En la primera fase, se adoptó una altura libre de 2 metros para los micropilotes fijos en

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 12. Recalce a distintos niveles, excavación y refuerzo de micropilotes

cabeza por vigas pared o inmovilizados con losa, y 1 metro para los micropilotes sujetos por perfiles metálicos [14]. Para el resto de las etapas la altura máxima de excavación fue de aproximadamente 1 metro.

El sistema de rigidización con los dos mecanismos de unión del refuerzo al tubo, atornillado y soldado, se ensayó a escala real tratando de simular las condiciones de contorno reales y el estado inicial de carga de los micropilotes.

Se efectuaron cuatro ensayos en los laboratorios del CEDEX, dos para cada tubo y unión del refuerzo tipo, uno con una precarga sobre el tubo y otro sin presolicitación. En todos los casos se ensayó un tubo de 5,350 metros de longitud sin rigidización en el metro inicial y los 1,60 metros finales, y con refuerzo en los 2,75 metros restantes.

Los resultados experimentales fueron muy similares a los teóricos. No hubo diferencias apreciables entre los dos sistemas y los resultados eran independientes de la presolicitación y del par de apriete de las uniones atornilladas. Al aplicar directamente la carga sobre el tubo (situación real), es éste el que absorbe el esfuerzo axil hasta valores cercanos a la carga crítica de pandeo (600 kN para los tubos de 139,7 mm y 400 kN para los tubos de 127 mm de diámetro exterior). Al empezar a deformarse por inestabilidad entra en carga el refuerzo que sólo trabaja a flexión. La plastificación del tubo se produce antes de alcanzar la carga critica de pandeo (los tubos reforzados de 139,7 mm se cargaron hasta 1.500 kN y los tubos de 127 mm hasta 1.300 kN sin alcanzar el pandeo) [14].

3.5. Ejecución de la estructura definitiva y puesta en carga

El proceso constructivo de la estructura definitiva de hormigón armado empleado en cada zona estuvo condicionado por el sistema de recalce y las posibilidades de puesta en obra con la máxima seguridad y sin interferencias [15] .

Siempre que era posible, y para dar estabilidad al conjunto, las losas de la planta superior se hormigonaron total o parcialmente antes de iniciar el proceso de excavación. La construcción normalmente se realizó por plantas, de abajo hacia arriba.

Para garantizar el apoyo correcto entre la estructura existente y la nueva de hormigón armado se dejaron unas holguras entre caras de aproximadamente 5 centímetros para retacar posteriormente con mortero fluido sin retracción [12].

La puesta en carga se realizó de forma paulatina a medida que se completaba la estructura definitiva y se iban requiriendo espacios para otras tareas. El corte de los elementos provisionales se llevó a cabo con las máximas precauciones y se controló en todo momento por la instrumentación instalada.

3.5.1. *Soporte definitivo con vigas pared sobre micropilotes*

En la Sala Lucas Jordán (Salón de Embajadores) y en la zona 4 (Núcleo Este), las vigas bajo muros y la losa de la Planta Baja se construyeron antes de iniciar el proceso de excavación hasta Planta de Acceso. Una vez finalizada la excavación y ejecutada la losa de esta planta, se levantan los pilares hasta la planta superior. Posteriormente se lleva a cabo el Sótano 1º de la misma manera (Figura 13).

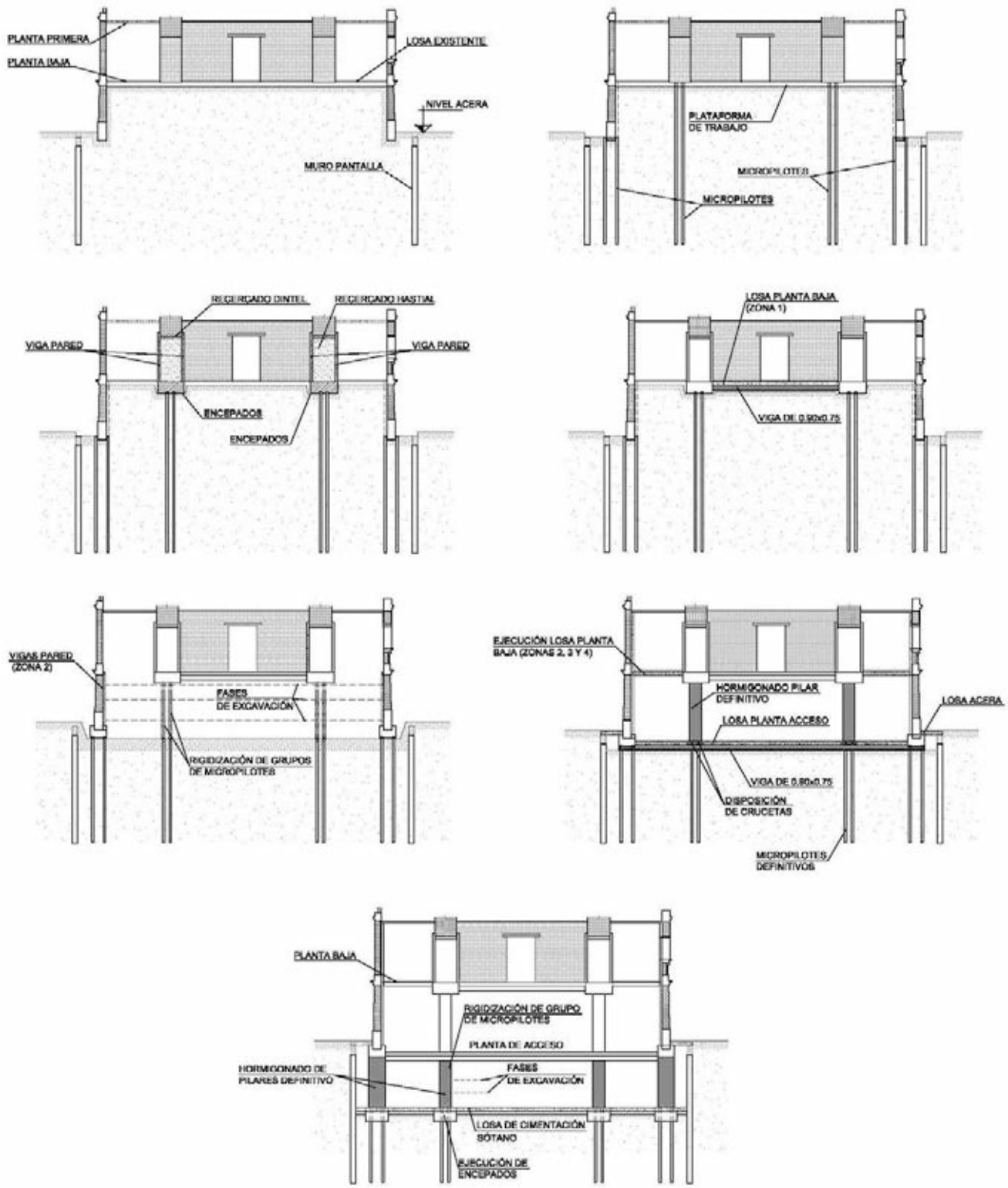
En la zona 3, futuro Núcleo Oeste y muros adyacentes, no fue posible construir la losa de Planta Baja ya que los micropilotes definitivos tenían que llevarse a cabo desde la Planta de Acceso, y sólo se hormigonaron antes de la excavación, y para el arriostrado del conjunto, las losas de escalera. En este caso la secuencia fue: losa de Planta de Acceso, pilares, vigas bajo muros y losa de Planta Baja. Posteriormente se procede a la ejecución del Sótano 1º de la misma manera que en el caso anterior.

Concluida la estructura definitiva, total o parcialmente, se procede al corte de los micropilotes provisionales y al destesado de las barras de las vigas pared.

3.5.2. *Soporte definitivo con perfiles metálicos encastrados en la base del muro y apoyados sobre vigas de atado en cabeza de micropilotes*

En las fachadas (zona 2) los trabajos tuvieron que simultanearse con los de las otras áreas ya que era necesario completar las vigas longitudinales de hormigón armado, colocadas a ambos lados del muro, y que recogían los apoyos de los perfiles metálicos encastrados en éste. Una vez completados estos trabajos se procedía a la excavación y construcción de la estruc-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



FASE 1 - MUROS PANTALLA EXTERIORES.
FASE 2 Y 3 - PLATAFORMA DE TRABAJO.
- MICROPILOTAJE.
FASE 4 - EJECUCIÓN DE ENCEPADOS Y VIGAS PARED.
FASE 5 - EJECUCIÓN DE LOSA PLANTA BAJA. ZONA 1.
FASE 6 - EXCAVACIÓN POR FASES EN ZONA 1 RIGIDIZANDO LOS GRUPOS DE MICROPILOTES.
- EJECUCIÓN RECALCE Y VIGA PARED EN ZONA 2.
FASE 7 Y 8 - EJECUCIÓN DE LOSA PLANTA BAJA (ZONAS 1, 3 Y 4) Y LOSA DE ACERA.
- EJECUCIÓN DE MICROPILOTES DEFINITIVOS EN PLANTA DE ACCESO.
- DISPOSICIÓN DE PERFILES, EJECUCIÓN LOSA Y HORMIGONADO DE PILARES DEFINITIVOS.
FASE 9 - EXCAVACIÓN DEL RECINTO INTERIOR POR FASES.
- RIGIDIZACIÓN DE LOS GRUPOS DE MICROPILOTES.
- EJECUCIÓN DE ENCEPADOS, LOSA DE SÓTANO 1º Y HORMIGONADO DE PILARES DEFINITIVOS.

Figura 13. Proceso constructivo de la Sala Lucas Jordán (zona 1)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

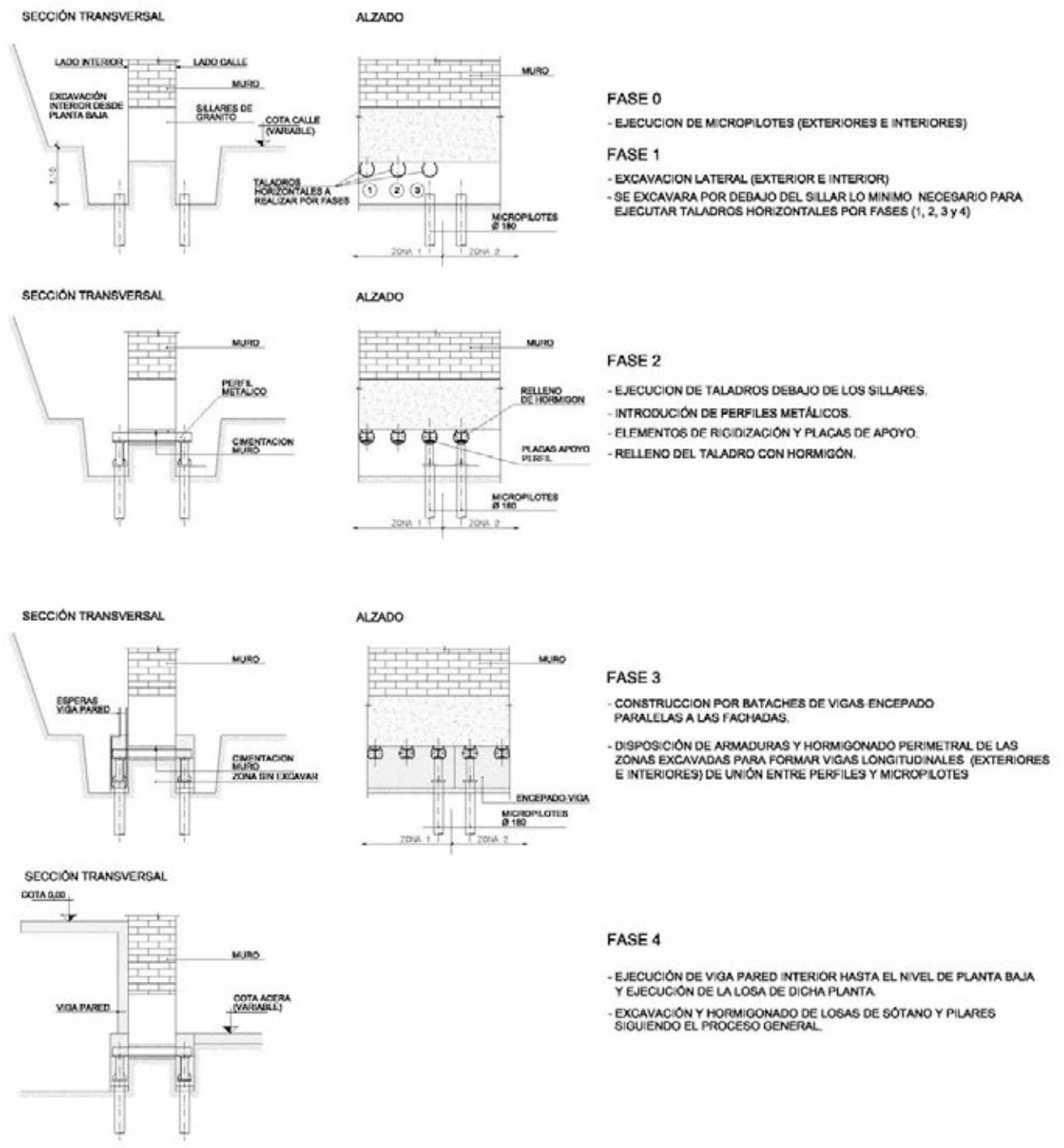


Figura 14. Proceso constructivo de las Fachadas (zona 2)

tura definitiva desde abajo como se ha comentado antes (Figura 14).

En otras zonas, donde los perfiles longitudinales son metálicos, las fases constructivas dependieron de las posibilidades de puesta en obra en cada área.

3.5.3. *Columnatas y futuro núcleo Oeste (zona 6)*

En esta zona las cimentaciones definitivas se ejecutaron desde la planta Sótano 1º, por lo que se tuvieron que ejecutar micropilotes provisionales, desde la cota de calle y desde la Planta de Acceso, para poder ir construyendo los apoyos definitivos e ir dotando de estabilidad al conjunto.

Con la columnata interior de la fachada recalzada se procedió a excavar hasta Planta de Acceso. Desde ahí se ejecutaron los micropilotes provisionales que permitieron construir la viga bajo pilares y la losa de Planta de Acceso. Los pilares de hormigón armado por debajo de las columnas se construyen entonces desde abajo hacia arriba (Figura 15).

Una vez inyectados estos pilares, y con el entramado de vigas de Planta Baja finalizado, se procede al deste-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 15. Estructura de recalce y definitiva. Columnata interior de la fachada de Velázquez Bosco

sado de los tirantes de la cercha y a su retirada. Todo el proceso estuvo instrumentalizado.

Posteriormente se llevó a cabo la excavación del Sótano 1º y la ejecución de los encepados definitivos. La estructura de pilares entre plantas se realiza desde abajo, de manera similar a la ya comentada para otras zonas.

4. EPÍLOGO

Las últimas obras realizadas en el Casón del Buen Retiro han supuesto la intervención de mayor envergadura, además de la más compleja técnicamente, de todas las realizadas hasta la fecha desde su configuración como edificio aislado en el s. XIX.

La enorme responsabilidad de llevar a cabo unos trabajos de ampliación de estas características, en un edificio con el valor histórico y artístico del Casón, hubiera sido imposible sin la colaboración de un amplio equipo de profesionales de distintos ámbitos y organismos. Nuestra participación como Ingeniería en la realización del Proyecto Constructivo y la Asistencia Técnica en las Obras ha sido una de las experiencias más enriquecedoras de nuestra trayectoria profesional.

REFERENCIAS

[1] BROWN, J.; ELLIOTT, J. *Un palacio para el rey: El Buen Retiro y la corte de Felipe IV*. 1ª Ed. Madrid: Taurus, 2003. 303 p.

[2] LÓPEZ TORRIJOS, R. *Lucas Jordán en el Casón del Buen Retiro. La Alegoría del Toisón de Oro*. 1ª Ed. Madrid: Ministerio de Cultura, 1985. 80 p.

[3] ÚBEDA DE LOS COBOS, A. *Luca Giordano y el Casón del Buen Retiro*. 1ª Ed. Madrid: Museo Nacional del Prado, 2008. 232 p.

[4] SUÁREZ PERALES, A. "El Buen Retiro en el siglo XIX, proyectos arquitectónicos para su restauración". *Anales del Instituto de Estudios Madrileños*. 1989, nº XXVII, p. 135-147.

[5] CHUECA, F.; TARRUEL, J.; GARCÍA. J.A. *El casón del Buen Retiro. Remodelación y Ampliación*. 1ª Ed. Madrid: Cinterco, 2004. 185 p.

[6] BLASCO, C. *El palacio del Buen Retiro. Un proyecto hacia el pasado*. 1ª Ed. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 2001. 223 p.

[7] NBE-AE-88. *Acciones en la Edificación*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1996. 172 p.

[8] CALAVERA, J. *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*. 1ª Ed. Madrid: Instituto Técnico de Materiales y Construcción, 1996. 2 Vol.

[9] JIMENEZ SALAS, J.A.; LLORENS, M.; SOLA, P. *Curso sobre pilotajes y cimentaciones especiales*. Madrid: CEDEX, 1994.

[10] API SPEC 5L. *Specification for Line Pipe*. 42nd Ed. American Petroleum Institute, 2000. 168 p.

[11] UNE-EN 10025. *Productos laminados en caliente de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general. Condiciones técnicas de suministro*. Madrid: AENOR, 1994. 40 p.

[12] FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. *Patología y terapéutica del hormigón armado*. 3ª Ed. Madrid: Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1994. 487 p.

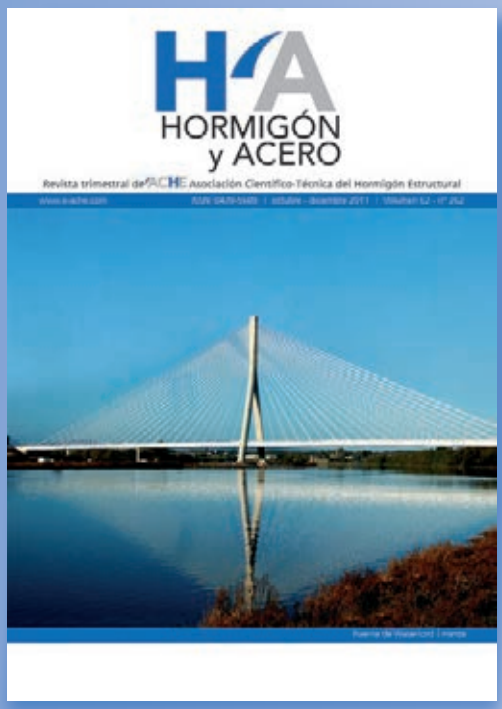
[13] DIN 18800 Part 2. *Structural Steelwork. Analysis of safety against buckling of linear members and frames*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 1990. 41 p.

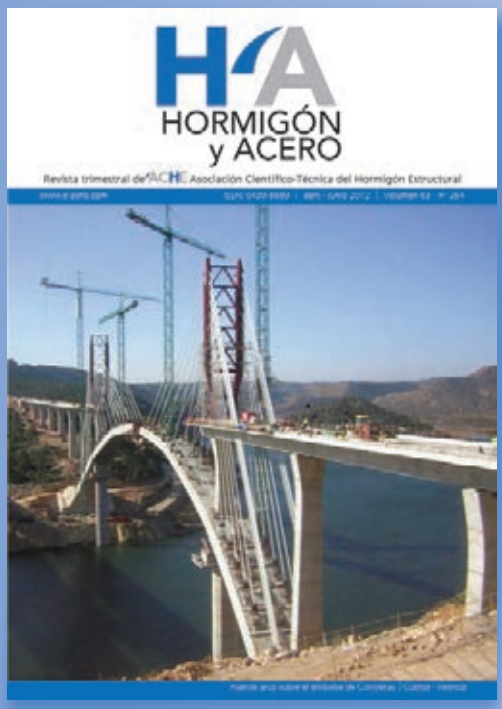
[14] UNE-ENV 1993-1-1. *Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para la edificación*. Madrid: AENOR, 1996. 338 p.

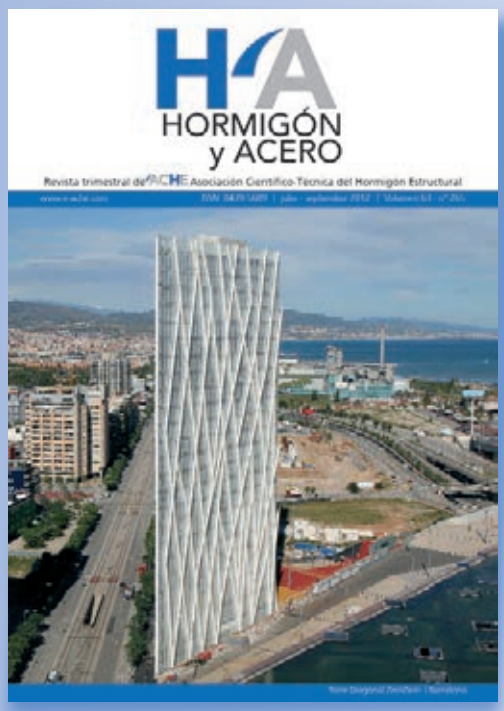
[15] EHE. *Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1999. 472 p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

últimos números publicados







ACHE

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

http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Sustitución de cimacios sobre los capiteles de las columnas del patio de los bojes del Museo de Bellas Artes de Sevilla

Replacement of the cymatia on the column capitals in the Boxwood Courtyard, Visual Arts Museum of Seville

José Luis Martínez[(1)], **Illán Paniagua**[(2)], **Francisco González**[(3)]

Recibido | *Received:* 28-12-2011
Aceptado | *Accepted:* 05-06-2012

Resumen

Se presenta una intervención de sustitución de piezas de fábrica situadas sobre las columnas de una arquería del siglo XVII. Se describen los materiales y la geometría y se explican los daños detectados y el análisis de sus causas. Se explica la selección de los materiales de sustitución, el análisis estructural y el diseño del dispositivo de apeo y la operativa aplicada.

Palabras clave: gateo de edificio, claustro, arquería, piedra palomera, Museo de Bellas Artes de Sevilla.

*Abstract**

The article discusses the replacement of stone members located over the columns in a seventeenth century arcade. The materials and geometry are described and the damage detected and its causes are analysed. Replacement material selection, structural analysis, bracing device design and modus operandi are explained.

Keywords: *building jacking, cloister, arcade, palomera stone, Visual Arts Museum of Seville.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 97 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos. INES Ingenieros. (Madrid, España).
(2) Geólogo. INES Ingenieros. (Madrid, España).
(3) Ingeniero de Caminos. Betazul. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* jlmm@ines.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. EL EDIFICIO DEL MUSEO DE BELLAS ARTES Y UNOS APUNTES DE SU HISTORIA

En la plaza que hoy se llama del Museo, existía al inicio del siglo XVII un edificio mudéjar que albergaba el Convento de la Merced Calzada desde tiempos de su fundación en la Reconquista por San Pedro Nolasco. En 1603 Juan de Oviedo y de la Bandera presenta el proyecto de construcción del nuevo Convento de la Merced que incluía la demolición del antiguo edificio. La obra principal se desarrolló hasta 1612, cuando se concluyó la iglesia, aunque las obras se prolongaron medio siglo más [1].

El edificio comprende una iglesia y tres patios o claustros: claustro grande, claustro pequeño o de los bojes y claustro del aljibe (Figura 1). El cuarto patio, de las conchas, es producto de una intervención de 1942. Los tres patios originales están comunicados por una escalera monumental rematada en una cúpula. En los tres patios la planta baja se organiza en arquerías de medio punto sobre columnas toscanas. En el patio grande las columnas van pareadas sobre un plinto corrido. En el patio del aljibe los arcos arrancan directamente sobre los capiteles de las columnas, pero en el patio de los bojes el arquitecto interpuso entre el capitel y el arranque de los arcos un elemento cuyo nombre desconocíamos hasta esta intervención: el cimacio (Figura 2). Aunque en lo sucesivo lo recordaremos.

Sobre los arcos del patio de los bojes el piso primero presenta alternativamente una ventana y un paño ciego. Precisamente en esos paños pintó Francisco de Zurbarán en 1628 una serie sobre la vida del fundador del convento, el mencionado San Pedro Nolasco. El aspecto original del patio era así distinto al que hoy vemos: ladrillo visto y zurbaranes en los muros. Hoy día para ver las pinturas del maestro sevillano hay que pasar a las salas interiores, donde se encuentra junto a las obras de Murillo, Velázquez, Juan de Valdés Leal, Gonzalo Bilbao, Valeriano Bécquer y otros.

En 1625 Tirso de Molina recaló en el convento al ser desterrado de Madrid por el escándalo suscitado tras la publicación de sus *comedias profanas*. Ese mismo año moría en un lance bélico en Bahía (Brasil) Juan de Oviedo, quien además de arquitecto, escultor y Maestro Mayor de Sevilla era ingeniero militar. En Sevilla dejaba gran parte de su obra, además del Convento

Figura 1. De izquierda a derecha, patio grande, del aljibe y de los bojes

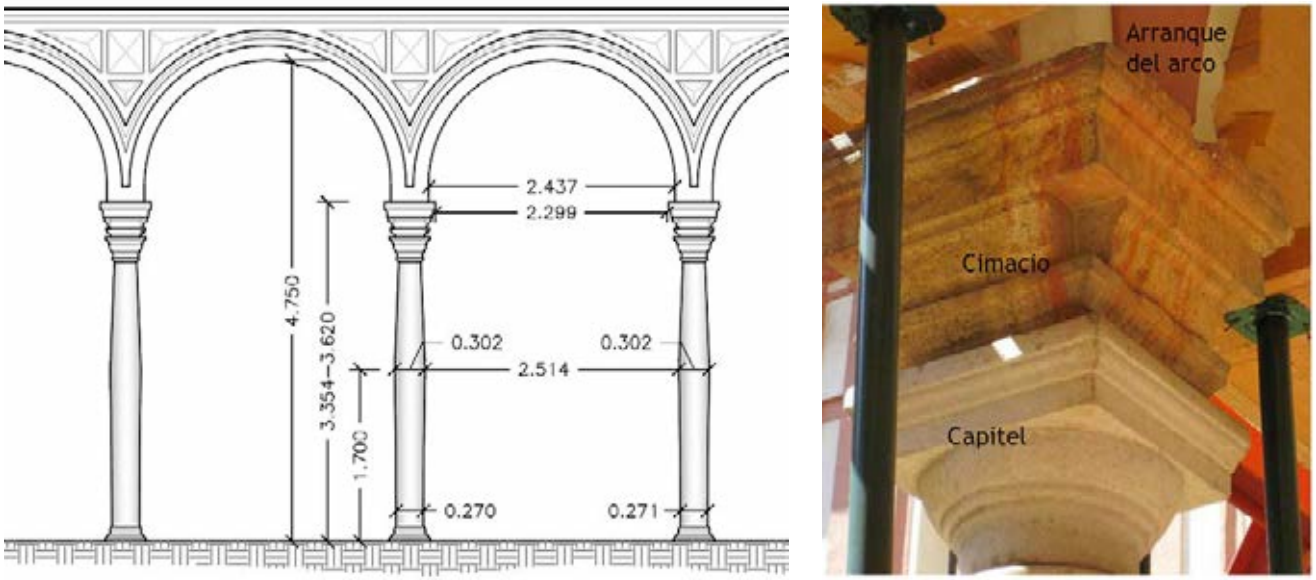


Figura 2. Principales dimensiones del alzado de la arqueria y detalle del arranque de los arcos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 3. Grietas y fisuras en el cimacio más afectado

de la Merced, numerosas iglesias, pero también obras hidráulicas para defensa frente a las inundaciones del río, conducciones de agua potable y al menos una intervención de reparación del edificio del ayuntamiento.

El Convento de la Merced fue desamortizado y convertido en museo en 1835. Desde entonces ha sufrido tres intervenciones importantes. La primera, que duró 30 años desde 1868 a 1898, restauró las arquerías y muros del primer piso. La más reciente, de 1985 a 1993 ha transformado el edificio, parte de su estructura e instalaciones, incluyendo un recalce de las columnas del patio de los bojes.

2. LA PATOLOGÍA

En algún momento, después de la obra de 1993, se observaron daños en algunos cimacios, se cimbraron por precaución cuatro arcos del lado sur del patio y se dispuso un apuntalamiento metálico en dicho muro. La Figura 3 muestra el aspecto del cimacio n° 5, prácticamente partido por dos planos verticales y perpendiculares entre sí.

Se observaban bases extensométricas a ambos lados de las grietas y restos de resinas con las que se intentó rellenar las mismas.

El origen del daño está en la deficiente durabilidad de la piedra. El material de los cimacios, a diferencia del mármol de las columnas, es piedra palomera. Se trata de una piedra blanda, fácil de labrar, ampliamente utilizada en la arquitectura andaluza, que está presente en las catedrales de Cádiz, Jerez y Sevilla, por ejemplo. Históricamente se extrae desde tiempos prerromanos de las explotaciones del Cerro de San Cristóbal en El Puerto de Santa María.

Petrológicamente se trata de un bioconglomerado con granos minerales y restos microfósiles de algas, corales y animales marinos tomados entre sí con mayor o menor proporción de material cementante y proporciones muy diversas de huecos. Fue reconocida con lupa binocular de ocho aumentos, identificándose granos de cuarzo redondeados y bioclastos de hasta 4 mm. Presentaba, en la descripción petrológica, algo de cemento microesparítico en posiciones intra e intergranulares. La porosidad era elevada, de tipos intra e intercristalino, así como porosidad móldica, por disolución de componentes orgánicos. El alto índice de poros y la escasez de material cementante son ingredientes que, unidos a la exposición al soleamiento diario y la acción del agua (no tanto a la helada que en Sevilla es excepcional) debilitan definitivamente al material.

Aunque el origen del daño tiene que ver con la durabilidad del material, es evidente que el patrón de agrietamiento corresponde a tracciones secundarias por difusión de compresiones en un macizo. En nuestras estimaciones obtuvimos compresiones de 2,2 N/mm^2 con tracciones asociadas de 0,3 N/mm^2. Este nivel de tracciones no es preocupante para un material sano por "blando" que sea, pero es evidente que consigue hacer progresar el daño iniciado por mala durabilidad en casos como este.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE LA INTERVENCIÓN

La intervención tiene lugar a instancias del CEDEX y del Ministerio de Cultura. La primera parte de la intervención (febrero de 2010) es de emergencia y consiste en zunchar con un molde metálico pretensado el cimacio n°5 (Figura 4) que se encuentra casi fracturado para evitar su colapso y en disponer dos juegos de cimbras para sostener los dos arcos que entregan en el cimacio más afectado. Una vez protegido con plásticos y preinstalado el molde metálico, se hormigonó el cimacio 5 con un micro-hormigón de alta resistencia inicial y fraguado rápido y se aplicó

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

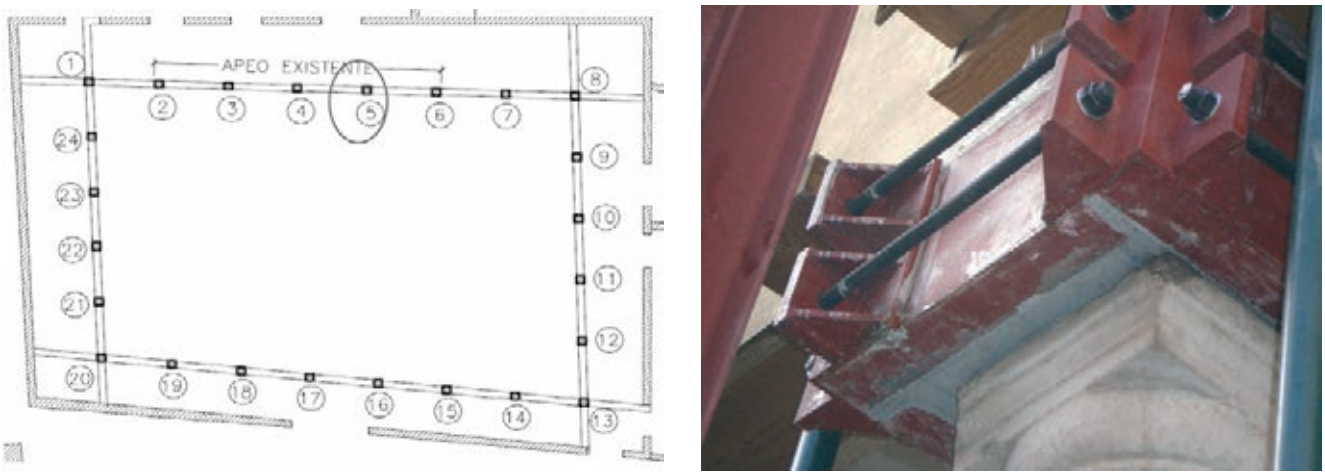


Figura 4. Planta de las columnas numeradas (el norte está en la parte superior) y vista del cimacio 5 una vez zunchado

un pretensado ligero. El zunchado se hizo casi inmediatamente tras la inspección sin esperar a la fabricación de las cimbras, dada la urgencia del caso.

El doble juego de cimbras de seguridad se diseña de forma que se pueda utilizar más tarde como apeo activo, es decir admitiendo dos juegos de gatos que levanten los arcos para descargar la columna central. Para una segunda fase se decide sustituir un total de seis piezas con daños apreciables, tras reconocerse la totalidad de ellas. Cinco son del lado norte (expuestos al soleamiento sur) y uno del lado sur, excepcionalmente dañado para estar en esta alineación. Las piezas sustituidas fueron las n° 2 a 6 y n° 19. El Ministerio de Cultura, de acuerdo con la Dirección del Museo y con la Junta de Andalucía, decide sustituir los cimacios de piedra palomera dañados por otros de igual talla y material. Si bien en algún momento se planteó la posibilidad de sustituir todos los cimacios, se decidió finalmente conservar todos aquellos que no presentaban ninguna fisura ni grieta y cuya superficie no mostraba el desgaste que se observaba en las piezas dañadas.

Llegados a este punto, las tareas de diseño y análisis consisten en la selección del material y en obtener la fuerza a aplicar en cada arco adyacente a la pieza a cambiar, comprobando que los estados tensionales en las fases de apeo no sean peligrosos.

Al material se le exigen condiciones de resistencia y, sobre todo, durabilidad. El nivel tensional en servicio proporciona un criterio para la selección del material. Para tensiones de tracción en servicio del orden de 0,3 N/mm^2, con un coeficiente de 2.0, se requiere una resistencia característica a tracción de 0,6 N/mm^2. Aceptando de forma conservadora que la resistencia a tracción sea 1/20 de la de compresión, se debe exigir una resistencia característica a compresión de al

Tabla 1. Requisitos de durabilidad y de resistencia para la selección del material

Ensayo	Norma ensayo	Nº de probetas y dimensiones	C. Aceptación/Rechazo
Estudio petrográfico. Incluye una lámina delgada. Si fuese necesario por la observación de algún mineral alterado, o compuestos fácilmente alterables, este estudio petrográfico se complementará con técnicas con probeta pulida, difracción de rayos X, fluorescencia de rayos X.	UNE-EN 12407:2001	una de 15x15x3cm	Excluidas rocas con presencia de minerales inestables, microfisuras, etcétera.
Determinación de parámetros cromáticos y acabados	–	4 de 0,36 m^2 o Inspección en cantera	A criterio de la Dirección Facultativa
Absorción de agua a presión atmosférica	Recomendación NORMAL 7/81: "Assorbimento d'acqua per imersione totale-Capacitá di imbibizione" modificada	3 de 7x7x7 cm	Excluido material con variación final de peso menor de 1,2% y/o material con caída en peso por disolución durante el proceso de absorción
Eflorescencia – cristalización de sales	UNE-EN 12370:1999	3 de 7x7x7 cm	Se excluirán materiales con variación de peso final superior al 3 %
Resistencia a la compresión	UNE-EN 1926:2007	3 de 7x7x7 cm	Excluidos materiales con f_{ck} inferior a 12 N/mm²

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 5. Cimbra móvil instalada y zunchado del cimacio fracturado. A la derecha visita a las canteras para la selección del material

Tabla 2. Resultados de los materiales ensayados

Lote	Absorción de agua a presión atmosférica [%]	Eflorescencia cristalización de sales (% pérdida de peso)	Resistencia a la compresión [N/mm²]
1	13	11,9	8,3 ± 8%
2	-	0,5	45 ± 9%

menos 12 N/mm², preferiblemente 15 N/mm². Los requisitos de durabilidad se resumen en la Tabla 1.

Las explotaciones gaditanas tradicionales de Piedra Palomera no están ya en explotación. Hoy día se obtiene de canteras en Albacete una piedra completamente equivalente por génesis, composición, color, etc. El uso que se le da en la actualidad suele ser para recubrimientos de fachada. En este caso ensayamos inicialmente un lote con malos resultados, especialmente en la variación de peso por ataque de cristalización de sales (Tabla 2). Tras una visita a la misma cantera, seleccionamos *in situ* una veta con mejores prestaciones que dio resultados no solo satisfactorios, sino completamente ajenos a los del primer material. La selección en cantera (Figura 5) es imprescindible, pero no difícil: el material de mejor calidad tiene una porosidad menor, diferenciable a la vista, y una densidad mayor que se distingue al peso en la mano.

En cuanto al análisis, lo primero es determinar la carga actual que baja por cada columna. En principio esta es una tarea inmediata, conocidos la geometría y pesos específicos de los materiales (Figura 6). En la

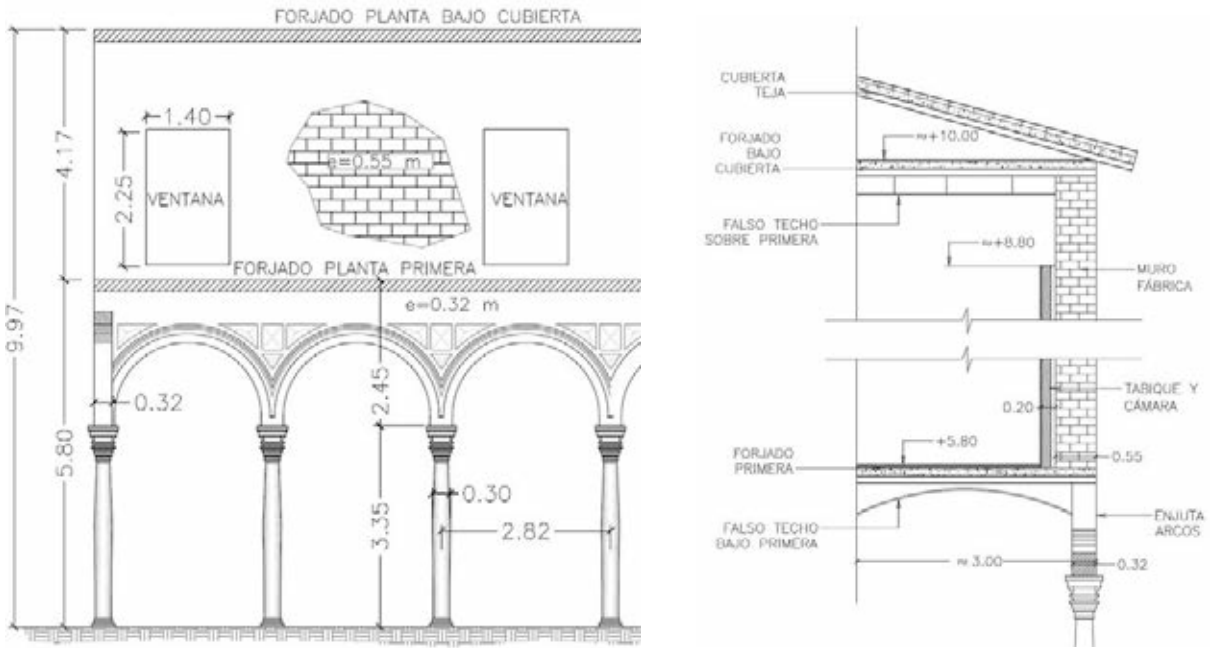


Figura 6. Alzado y sección constructiva típica

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

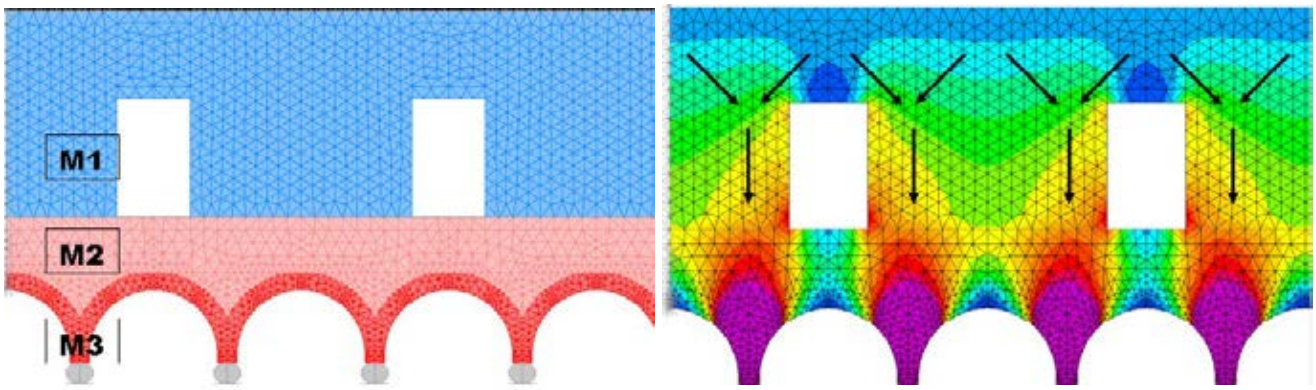


Figura 7. Modelo plano de elementos finitos y mapa de tensiones verticales bajo cargas gravitatorias mostrando el arco de descarga natural en los paños ciegos

práctica se dispone de algunos planos de la última intervención y de la inspección que puede hacerse sobre los elementos visibles. Para ampliar información hubiera sido necesario practicar catas en salas del museo en uso y trasladar obras de arte. En lugar de ello se aprovecharon algunas catas efectuadas años antes y resultados de pesos específicos de las fábricas [2]. A continuación se hicieron dos estimaciones razonables, una por exceso y otra por defecto, de las dimensiones de elementos estructurales, pavimentos y coberturas y sus densidades. El resultado es una reacción mínima de 160 kN por columna y una máxima de 205 kN. Se adopta como valor nominal una reacción de 183 kN asumiendo un error esperado de ±12%.

Luego hay que decidir las cargas a aplicar en cada vano adyacente a la columna que se desea descargar. Las incógnitas son dos. Primero, la diferencia de fuerza necesaria entre el vano ciego y el vano con ventana, y segundo, la fuerza "extra" que se ha de aplicar sobre 183 kN porque inevitablemente se descargan en parte las columnas laterales.

Para decidir la diferencia de fuerza entre vanos con y sin ventana se hizo un modelo plano de elementos finitos con las cargas aplicadas en la masa de los muros (representan el 63% del total) y en las líneas de apoyo de los forjados. El modelo (Figura 7) es "pasivo" y no evolutivo, es decir, se representa el paño de muro apoyado en las cimbras sin el apoyo en la columna central. El resultado, contrario a la intución, es que las reacciones de las cimbras bajo ventana y bajo muro son muy similares (51%-49%). Al parecer, se forma un arco de descarga en el paño de muro ciego que elimina gran parte de la asimetría de las cargas.

La segunda cuestión se estudia en un modelo similar pero evolutivo y "activo" en el que se aplican primero las cargas gravitatorias sin cimbra, se añaden estas a continuación y se aplican fuerzas iguales y crecientes en los vanos adyacentes hasta que la columna central queda descargada.

Para levantar 183 kN, se necesita una fuerza total de aproximadamente 446 kN, 2,43 veces el valor de descarga estricto. Las columnas adyacentes a la descargada sufren una descarga de casi 100 kN y las siguientes de casi 40 kN cada una. El valor de la fuerza total obtenida en el modelo evolutivo es un 30% superior a la obtenida en el modelo "pasivo", por lo que es importante tener en cuenta este aspecto en el cálculo. También mostró tener una cierta influencia beneficiosa, al reducir la descarga colateral de los vanos adyacentes, el hecho de no acuñar un sector de 20° de las cimbras en la parte alejada de la columna a descargar.

Antes de hacer las comprobaciones tensionales de las fábricas y dimensionar por criterios de rigidez las cimbras, se llevó a cabo un estudio de sensibilidad de la respuesta variando los módulos de deformación de los tres materiales considerados: fábrica de piedra palomera de los arcos (M3), fábrica de ladrillo macizo y suponemos que bien aparejada en las enjutas (M2) y fábrica de ladrillo hueco y con mayor proporción de mortero en los paños del piso superior (M1). La Tabla 3 resume los resultados. Como resumen, te-

Tabla 3. Variación paramétrica de las rigideces de los materiales y carga resultante

Hipótesis	E Material [N/mm²]			Carga a aplicar en cada dispositivo de apeo [%]
	M1	M2	M3	
1	6.000	6.000	10.000	100
2	6.000	10.000	10.000	103
3	6.000	6.000	6.000	107
4	300	6.000	10.000	83

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

niendo en cuenta las incertidumbres en las cargas aplicadas y en la respuesta del modelo, la carga nominal total de 446 kN tiene implícito un margen de ±15% aproximadamente.

Los valores del módulo de deformación se estimaron a partir de las propiedades mecánicas de los constituyentes de la fábrica (no conocidos sino, de nuevo, estimados a partir de datos bibliográficos) y de parámetros geométricos, pricipalmente el grosor de los tendeles respecto al canto de las piezas. La expresión que da el módulo de deformación de la fábrica E es la siguiente [3]:

$$E = E_b \frac{1+\alpha}{1+\alpha\beta} \qquad (1)$$

E: módulo de deformación de la fábrica

E_b: módulo de deformación de las piezas (bloques o ladrillos)

α: relación entre el espesor de los tendeles de mortero y el canto de las piezas (h_m/h_b)

β: relación entre los módulos de deformación de piezas y mortero (E_b/E_m)

Si para la fábrica de ladrillo se consideran unos valores típicos [4] α=0,20 a 0,25 y β=10, y para la sillería α=0,02 a 0,05 y β=50, se tienen para las distintas fábricas valores orientativos del módulo de deformación longitudinal en función del módulo de bloques o ladrillos:

Fábrica de ladrillo: $E = 0{,}35 \cdot E_b$ a $0{,}40 \cdot E_b$

Fábrica de sillería: $E = 0{,}30 \cdot E_b$ a $0{,}50 \cdot E_b$

Las areniscas tienen módulos de deformación muy dispares, entre 7.000 y 50.000 N/mm² según distintas fuentes citadas en [4]. Un valor de referencia para una arenisca blanda puede estar en el entorno de E_b = 20.000 N/mm².

Los ladrillos cerámicos históricos también tienen módulos extremadamente variables dependiendo de sus materiales constituyentes y del grado de cocción principalmente. Los valores del módulo de deformación oscilan entre 5.000 y 25.000 N/mm² [3]. Un valor de referencia para un ladrillo entre "medio" y "duro" puede ser E_b =15.000 N/mm².

Teniendo en cuenta la expresión (1) y los valores reseñados se obtienen valores estimados de 10.000 N/mm² y 6.000 N/mm² para la fábrica de sillería de piedra palomera y ladrillo respectivamente. Estos son los valores que se dan en la Tabla 3. El valor de 300 N/mm² pretende tener en cuenta que una parte considerable del espesor del muro superior esté formada por "rellenos" no estructurales como ladrillos huecos y enlucidos de yeso de espesor importante o que los tendeles sean muy gruesos y la ejecución poco cuidada.

Merece la pena recordar que la respuesta estática (tensiones y reacciones) depende de la relación mutua entre los módulos de los distintos materiales y no de los valores absolutos de los módulos. Por el contrario, los movimientos sí dependen directamente de los valores de los módulos de deformación de los materiales.

Los márgenes que se han manejado en la deducción de los módulos muestran hasta qué punto es necesario hacer un estudio de variaciones en los cálculos. Desgraciadamente en este caso no era posible hacer un cálculo en el contexto de análisis límite, tan fructífero en otros problemas y que hubiera obviado la consideración de valores de rigidez [5]. La razón es que no se trataba aquí de estimar la seguridad de la construcción durante el apeo utilizando alguna solución estáticamente válida, sino aproximarse al *verdadero* comportamiento en servicio para determinar, por ejemplo, si era o no preferible aplicar fuerzas distintas en los vanos con y sin ventana, o cuánto se descargan las columnas adyacentes a la que se desea apear, y por tanto cuál es la fuerza total que debe ser aplicada.

Los movimientos verticales calculados (con la hipótesis nominal, o "1" de propiedades de los materiales) eran muy pequeños, de 0,2 mm en la clave de los arcos apeados. Los movimientos medidos, como se explica más abajo, fueron mucho mayores relativamente, aunque siempre muy moderados.

Finalmente se comprobó que las tensiones en la fábrica durante el apeo activo no tenían puntos de excesiva concentración, ni superaban valores de tracción significativos. La única excepción se situaba en el arranque mismo de los arcos sobre la columna descargada, donde el gradiente de tensiones sí era importante aunque con un estado de compresión biaxial dominante.

4. LA EJECUCIÓN

En las dos primeras semanas de septiembre de 2011, se sustituyeron los seis cimacios dañados. Se aplantillaron todos los arcos que iban a ser apeados, construyéndose dos cimbras curvadas con un radio que permitiera adaptarse a todas las geometrías con cuñas de madera muy dura de hasta 30 mm de espesor.

Teniendo en cuenta que se precisaba sustituir seis cimacios y no solo uno, se ideó un sistema de apoyo basculante de las cimbras que permitía en una posición apoyarse sobre grandes placas de reparto y, en la otra, circular sobre ruedas con giros a 90º, de forma que el plazo total de obra no se viera incrementado por operaciones de montaje y desmontaje de las cimbras (Figura 8).

La imposibilidad del uso de grúas para el montaje de la cimbra semicircular con perfiles pesados se solven-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

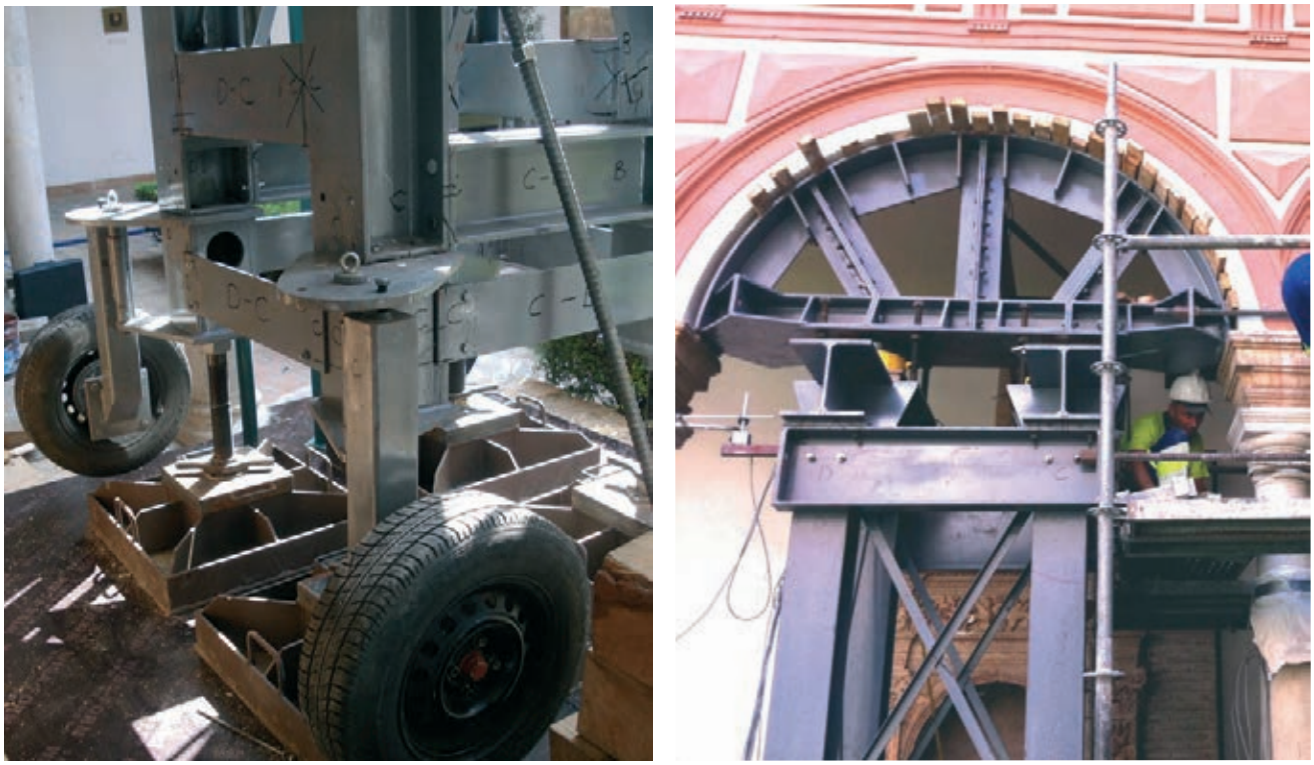


Figura 8. Detalle del doble apoyo con reparto y sobre neumáticos y detalle de las uniones atornilladas de la parte superior. También se aprecia parte de la instrumentación y la falta de acuñado en el sector exterior.

tó dividiendo esta en cuatro partes susceptibles de ser izadas con medios casi manuales y empleando uniones atornilladas de coincidencia probada en un montaje en blanco (figura 8, derecha).

Las placas de reparto garantizaban una tensión transmitida al pavimento de menos de 200 kN/m^2. Bajo las placas se dispuso un entarimado de madera que protegía las baldosas y azulejos, algunos de ellos del siglo XVIII. Para trabajar con comodidad y seguridad, se instaló una plataforma sobre cimbra a la altura del cimacio a sustituir. El asiento de las nuevas piezas se hizo con resinas epoxídicas. En principio se pretendía asentar con morteros de cal pero el tiempo de endurecimiento necesario para el descimbrado lo hacía impracticable. Las resinas, al no aportar sales son compatibles con la piedra palomera y las fábricas de ladrillo.

Los gatos se dimensionaron con una capacidad de 500 kN por vano apeado con un "coeficiente de seguridad" frente a las cargas previstas de 2,0. Los gatos contaban con válvulas anti-retorno y con tuerca de blocaje para no depender del sistema hidráulico durante el cambio de las piezas, que requería algo más de una hora.

Las cargas se aplicaron en cinco escalones con accionamiento manual. La instrumentación corrió a cargo del CEDEX, y por su importancia y complejidad serán objeto de una publicación separada. Se midieron por supuesto las fuerzas aplicadas y los desplazamientos en distintos puntos.

En la primera operación de sustitución se llevó la carga hasta el 90% de la nominal. Al no observarse despegue, se blocaron los gatos y se serró la unión cimacio-columna. La carga medida en las células aumentó entonces en menos de 20 kN. En otras operaciones se llevó la carga siempre al 100%, midiéndose ligeros descensos en la carga medida al serrar el cimacio. Por tanto, el error cometido en la estimación de las cargas fue del orden del 5%. Este buen ajuste lo atribuimos a los cuidadosos cálculos, pero en buena medida también a algo de suerte. En los movimientos no hubo tanto lugar para la felicitación ya que los desplazamientos verticales alcanzaron casi 2 mm, un orden de magnitud por encima de lo previsto. Hay que decir en nuestro descargo, que la medida incluye ajustes de la estructura metálica y acuñamientos locales de la madera (no incluye movimientos del suelo, ya que se construyeron bases ancladas a los muros laterales para evitar este error). No obstante, cualquiera que haya hecho análisis en estructuras de fábrica y luego haya tomado medidas reales sabe que los *kN* y los *mm* juegan en ligas de incertidumbre muy distintas.

No se detectaron nuevas fisuras excepto en el caso del cimacio 19 (Figura 9), próximo a la esquina, en los escalones finales de carga, aunque luego se comprobó que no superaban los enlucidos.

Un suceso que temíamos era la posible presencia de elementos metálicos que cosieran la columna de mármol al cimacio. No hubo tal cosa. Lo que sí descubrimos con sorpresa fueron conchas marinas planas en la base de los cimacios, que al parecer eran usadas como cuñas de nivelación.

La sustitución de los seis cimacios se completó con las reparaciones de los enlucidos de yeso y repinta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 9. Momento en que se ha retirado el cimacio 19. A la derecha la pieza nueva en posición y aplomada.

do. El patio de los bojes se ha abierto de nuevo al público y, hasta que la pátina del tiempo lo remedie, es posible reconocer los cimacios nuevos por el color. Una pista adicional es la presencia junto a cada columna de los cimacios sustituidos, que se han extraido íntegros, excepto el n° 5 que se recuperó roto.

Agradecimientos

Los autores agradecen la colaboración, trabajo compartido y confianza depositada por el CEDEX, el Ministerio de Cultura y la dirección del Museo.

REFERENCIAS

[1] PÉREZ ESCOLANO, Víctor. *El Convento de la Merced Calzada de Sevilla (actual Museo de Bellas Artes) a la luz de la relación de fray Juan Guerrero (mediados del siglo XVII) y la planta aproximada de 1835*. Sevilla: Facultad de Geografía e Historia de la Universidad de Sevilla, 1982.

[2] AGENCIA PARA LA CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN. *OBRA 1317-07 Informe de asistencia técnica, Museo de Bellas Artes de Sevilla, Plaza del Museo nº9 Sevilla, 3 de septiembre de 2007*. Sevilla: Agencia para la Calidad en la Construcción S.L. a petición de la Dirección General de Museos de la Consejería de Cultura de la Junta de Andalucía, 2007.

[3] *Code UIC 778-3. Recomendations pour l'evaluation de la capacité portante des ponts voutes existants en maçonnerie et beton*. Paris: Union Internationale des Chemins de Fer, 1995.

[4] MARTÍNEZ, José Luis. *Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas*". Tesis doctoral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, 2003.

[5] HEYMAN, Jacques. *El esqueleto de piedra: mecánica de la arquitectura de fábrica*. Madrid: CEHOPU, CEDEX, Instituto Juan de Herrera, 1999. 201 p. (Colección Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica). ISBN: 84-89977-73-9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

III Jornadas Internacionales de Enseñanza de la Ingeniería Estructural de ACHE

Valencia 12 y 13 junio de 2013

Las III Jornadas Internacionales de Enseñanza de la Ingeniería Estructural de ACHE serán un punto de encuentro para todas las personas relacionadas con la **docencia de la ingeniería estructural**, entendida ésta **en un sentido amplio que abarca cualquier material de construcción, entorno profesional y nivel educativo**. Las Jornadas se celebrarán en la ETS de Ingenieros de Caminos de la Universitat Politècnica de València y serán bilingües español-inglés con posibilidad de presentar y escribir las ponencias en cualquiera de los dos idiomas.

Se organizará una **exposición comercial** simultánea a las Jornadas, en la que empresas e instituciones relacionadas con la docencia y la ingeniería estructural podrán presentar sus productos, innovaciones y desarrollos.

Los temas de las Jornadas son:

Innovación educativa

- Metodologías activas de enseñanza-aprendizaje
- Aplicación de nuevas tecnologías
- Coordinación horizontal y vertical
- Nuevos sistemas de evaluación
- Enseñanza multidisciplinar en ingeniería estructural
- Formación continua en ingeniería estructural

Ingeniería estructural en un contexto internacional

- Enseñanza para el desarrollo profesional en un entorno internacional.
- Experiencias en la implantación del Espacio Europeo de Educación Superior
- Programas de intercambio internacionales
- Acreditación internacional de las titulaciones
- Otros temas internacionales de interés

Nuevos retos y temas en la enseñanza de la ingeniería estructural

- Ingeniería estructural, sociedad y empresa
- Nuevas titulaciones e ingeniería estructural
- Compatibilización de docencia e investigación
- Desarrollo de la creatividad
- Arte estructural
- Historia de la ingeniería estructural
- Cooperación al desarrollo
- Ética en el contexto de la ingeniería estructural
- Nuevos materiales
- Patología, mantenimiento y rehabilitación de estructuras
- Otros retos y temas

Fechas clave:
Envío de resúmenes: **prorrogado hasta el 15 de enero**
Envío de comunicaciones completas: 15 de abril de 2013
Jornadas: 12 y 13 de junio de 2013

Inscripción:
Socios de ACHE: 135 €
No socios de ACHE: 160 €
Inscripción temprana (antes del 29 de marzo): 125 €

Más información: www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Inspección especial de la pasarela atirantada de El Perelló

Special inspection of the cable-stayed footbridge at El Perelló

David Ferreras Camarero[(1)], **Roberto Martí Martí**[(1)] **y Jaime Somalo Vilana**[(2)]

Recibido | *Received:* 29-12-2011
Aceptado | *Accepted:* 31-08-2012

Resumen

Dentro de los trabajos de intervención en estructuras existentes es necesario conocer el estado actual de la estructura (tanto globalmente como localmente) de forma precisa para poder abordar de forma racional la toma de decisiones, detectando los problemas, su origen y su alcance: el objeto del presente artículo es presentar los trabajos de inspección especial efectuados en la pasarela atirantada metálica sobre la gola de El Perelló (Valencia).

El artículo describe la estructura existente, ofrece una panorámica general de los trabajos de inspección realizados y desarrolla con mayor detalle aquellos más relevantes, en concreto el estudio de las pinturas y la evaluación indirecta del estado tensional de los tirantes.

Palabras clave: auscultación, esfuerzos en tirantes, radar interferométrico, cuerda vibrante, estudio de pinturas.

*Abstract**

Among the intervention works performed on existing structures it is necessary to determine the current condition of the structure (both globally and locally) in a precise way in order to be able to take the decision-making process rationally, detecting problems, their causes and implications. The goal of the present paper is to expose the special inspection works performed in the cable-stayed footbridge over the channel of "El Perelló" (Valencia, Spain).

The paper describes the current structure, offers a general panoramic view of the inspection works performed and explains in deep detail the most outstanding ones. In particular, the study of the paints used and the indirect evaluation of the tension of the cables are presented.

Keywords: *auscultation, tension of a cable, interferometric radar, vibrant chord, paint study.mission.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 98 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPSA, S.A. (Valencia, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Demarcación de Costas de Valencia (Valencia, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* dferreras@typsa.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

1.1. Descripción general

La estructura inspeccionada es una pasarela atirantada predominantemente metálica; está situada en la gola de El Perelló y comunica el municipio de El Perelló (Sueca) con el de El Perellonet (Valencia). La gola es un canal de unos 70 m de anchura y 550 m de longitud que comunica la Albufera de Valencia con el mar Mediterráneo, siendo este ambiente marino el predominante. El ambiente se ve agravado por el régimen de viento, que multiplica las salpicaduras y deseca los paramentos expuestos.

Los principales elementos de la pasarela, como puede observarse en la Figura 1 y en el croquis de la Figura 2, son el pilono, el tablero y el sistema de suspensión (los cables).

El pilono es totalmente metálico y está formado por dos patas que se unen en una pieza que forma el cuerpo central. La altura total del pilono es de 33,3 m, sin contar el sistema de balizamiento; con respecto a la lámina de agua la altura del pilono es de 36 m. Las patas están empotradas en la cimentación y tienen una altura, medida desde el arranque, de 15 m , estando separadas en la base 7,20 metros. La sección del pilono tiene un canto de 1,30 metros tanto en patas como en la parte superior; el ancho es de 0,60 m en las patas, las cuales se unen para formar la pieza central que, por lo tanto, tiene el doble de ancho. El espesor de chapa es de 15 mm en las patas y de 20 mm en la pieza central.

Figura 1. Vista general de la pasarela

El tablero tiene una longitud total de 69,73 m, con una luz libre de cálculo entre estribos de 68,4 m, y deja un gálibo libre con respecto a la lámina de agua de 4 metros. Está formado por una sección mixta construida con una viga metálica en forma de artesa, con un ancho inferior de 1,00 m, ancho superior de 1,20 m y canto de 0,535 m; la sección se completa con la losa que forma la plataforma de la pasarela, que es de hormigón armado y tiene un ancho total de 3,40 m; sus cantos son variables, entre 15 cm en los extremos y 20 cm en el centro de la sección. El ancho de plataforma pisable es de 3,00 metros. El espesor de chapa es de 15 mm en las almas y de 20 mm en la chapa inferior.

El tablero se sostiene con siete pares de tirantes recubiertos con una vaina de polietileno de alta densidad de color negro con un diámetro exterior de 75 mm en la parte próxima al tablero y de 90 mm en el resto. Los

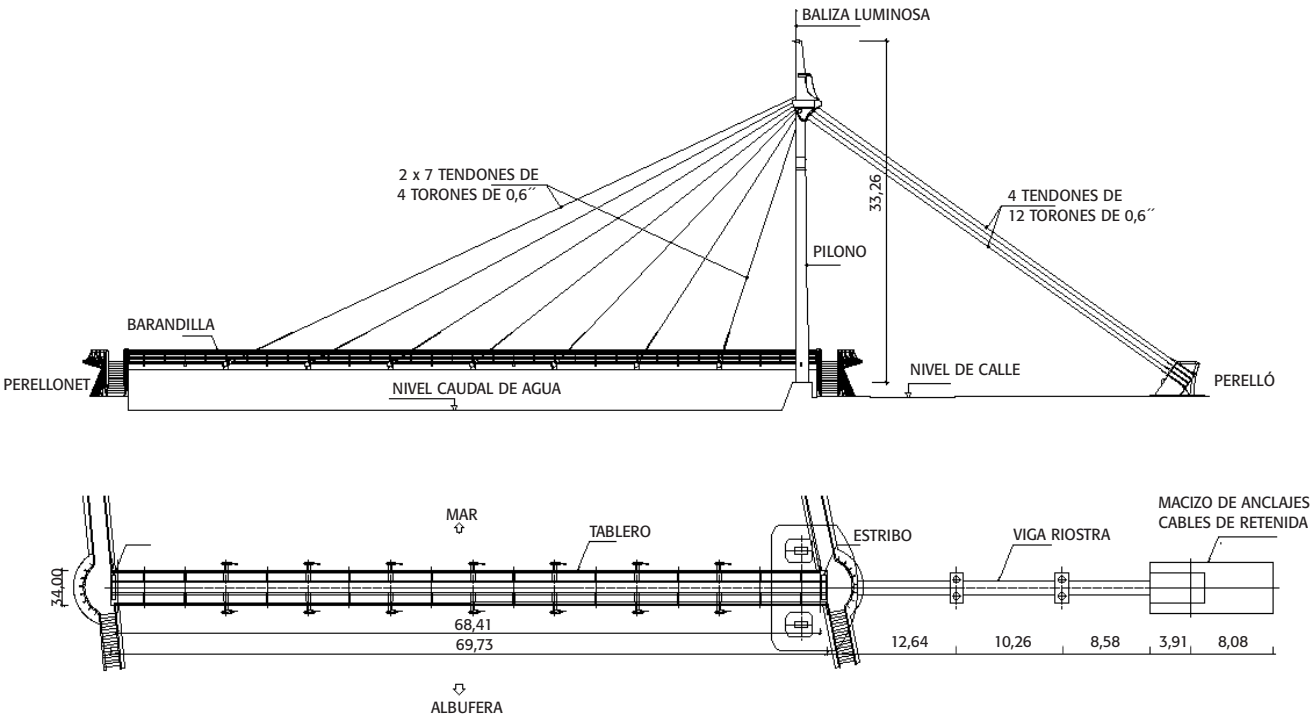


Figura 2. Croquis alzado y planta de la pasarela

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tirantes están formados por 4 torones de 6 pulgadas, la vaina se inyectó con lechada, con 7,7 kg de material por metro. La longitud libre –distancia entre los anillos centradores, que es la que puede vibrar libremente– de estos cables está entre los 60,7 m los más largos y 23,6 m los más cortos. La retenida se ejecuta con cuatro cables de mayor tamaño, también protegidos con la misma vaina de polietileno pero con diámetros mayores, de 90 y 110 mm. En este caso se emplearon en los tirantes 12 torones de 6 pulgadas, también inyectados con lechada, para lo que se utilizaron 10,3 kg/m. La longitud libre de estos cables es de 45 m.

1.2. Antecedentes

Dado que la Demarcación de Costas de Valencia no posee un parque de estructuras que lo justifique, no tiene desarrollado un sistema de gestión tal y como se recoge en las referencias [1], [2] o [3]. Sin embargo, desde que la pasarela se terminó de construir en enero del año 2001, se ha hecho un seguimiento de su estado dentro de los trabajos de vigilancia de la propia Demarcación: se han realizado inspecciones rutinarias de la estructura, generando un informe gráfico con fotografías del estado global y local; a los trabajos anteriores se ha añadido también, a intervalos de tiempo regulares, un levantamiento topográfico del tablero para controlar sus deformaciones.

Gracias a este seguimiento, a los dos años de terminada la pasarela comenzaron a detectarse problemas de oxidación y de degradación excesiva para su edad del sistema de pintado; sin embargo, por diferentes problemas administrativos, desde su construcción no se han realizado los necesarios trabajos de mantenimiento que requiere una estructura de este tipo, por lo que el deterioro ha ido aumentando hasta llegar a la situación que se muestra en las Figuras 3 y 4.

Figura 3. Aspecto en 2010 del pilono

Alarmada por el estado general de la estructura, la Demarcación de Costas de Valencia contrató a TYPSA la realización de una Inspección Especial que permitiera evaluar el alcance de los daños.

Figura 4. Aspecto en 2010 del tablero

2. PLANTEAMIENTO DEL TRABAJO

Los objetivos más concretos de la Inspección han sido: estudiar el alcance de la degradación, identificar el origen de los daños (para evitar repetir la problemática en la medida de lo posible) y evaluar la seguridad real de la estructura estudiando sus elementos principales. Partiendo de los resultados de la Inspección se pidió un estudio económico de alternativas de actuación.

Siguiendo la sistemática de este tipo de trabajos, el primer paso necesario fue recopilar toda la información disponible de la pasarela para poder elaborar su historial. Este paso es funda-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

mental ya que permite orientar el trabajo posterior, especialmente los ensayos necesarios, y ofrecer pistas sobre las causas de las patologías. La información es bastante extensa; en el apartado 3 se resumen los puntos más relevantes.

Analizada esta información se planteó la campaña de auscultación, encaminada a resolver los dos principales interrogantes: el alcance y grado de la corrosión y la seguridad remanente de la estructura. En concreto, al cliente le preocupaba especialmente, además de la repercusión de la corrosión en la estructura metálica, el estado real de los tirantes. En el apartado 4 se explica la campaña de auscultación efectuada.

Tras finalizar la auscultación se dispuso de toda la información necesaria para elaborar el diagnóstico. Como apoyo a los resultados de la auscultación y para poder evaluar el nivel de seguridad existente en el diagnóstico final, se ha realizado un modelo numérico de cálculo. La labor de diagnóstico se desarrolla en el apartado 5.

Por último, el trabajo se encuentra en la fase de adoptar una solución (terapia), a partir del estudio, que se comenta en el apartado 6.

3. ELABORACIÓN DEL HISTORIAL

La información disponible sobre la estructura es abundante: el proyecto constructivo original, el expediente completo de la construcción (incluyendo el reportaje fotográfico de seguimiento), el informe de modificaciones, actas generadas (control de calidad, tesados…), la prueba de carga hecha tras concluir la construcción, informes de inspecciones rutinarias y levantamientos topográficos periódicos del tablero.

A partir del proyecto constructivo original y el expediente de construcción, especialmente el reportaje fotográfico, se pudo tener una descripción bastante completa y ajustada de lo realmente ejecutado, sobre todo en dimensiones, geometría y tipología de cables o calidades de material utilizados.

Un aspecto que se pretendió investigar fue el sistema de protección empleado. En primer lugar se buscó la definición de la pintura en el proyecto y se encontraron desajustes entre la definición del Pliego y del Presupuesto. Pero la información más llamativa la proporcionó el reportaje fotográfico de la construcción, ya que los pintados de las distintas piezas a su llegada a obra no eran homogéneos y existían diferencias entre las piezas armadas en taller y las soldadas en obra. En las actas de control de calidad se encontraron los espesores medidos en distintos puntos, siendo el micraje siempre suficiente según normativa para el ambiente de exposición de la pasarela. Sin embargo no se encontró la especificación de la pintura ni su forma de aplicación.

Otra información que ha resultado útil ha sido la derivada de la prueba de carga realizada en su día. Esta prueba se realizó cargando la pasarela con sacos hasta alcanzar la sobrecarga de uso de 4 kN/m^2. Finalizada la operación, se realizó un levantamiento topográfico del tablero, operación que se repitió tras la descarga y al día siguiente. El resultado fue el predicho por el modelo empleado en el Proyecto, por lo que se consideró satisfactoria. Con los resultados de la prueba de carga se pudo también calibrar el modelo numérico empleado en el diagnóstico.

Por último, las inspecciones rutinarias han permitido seguir la evolución de la corrosión, destacando su temprana aparición; con los levantamientos topográficos del tablero rutinarios se ha podido también constatar que la evolución del comportamiento no ha presentado anomalías, siendo las oscilaciones del tablero las normales por la variación térmica y la evolución de la reología, dada la flexibilidad de esta parte de la estructura.

No existía Plan de Mantenimiento de la pasarela, comentándose en el Proyecto Constructivo la necesidad de mantener la pintura sin más concreciones. Hay que decir que aunque la construcción finalizó en 2001, el proyecto tiene fecha de 1996, no estando recogida en aquel entonces la misma sensibilidad por la durabilidad en los códigos de aplicación de entonces.

4. AUSCULTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Los trabajos de auscultación se centraron, a partir del historial elaborado, en estudiar la corrosión y en la evaluación de la fuerza en los tirantes, que son los elementos que presentan mayor incertidumbre al no ser accesibles visualmente. En concreto, la campaña consistió en una inspección visual para inventariar los daños por corrosión y su extensión, en una serie de ensayos para la parte metálica con el objeto de estudiar la profundidad del daño y caracterizando la pintura empleada, y en los ensayos sobre los tirantes. Para la realización de la auscultación se contó con la colaboración de AIDICO (Instituto Tecnológico de la Construcción de la Comunidad Valenciana) y de AIMME (Instituto Tecnológico Metalmecánico de la Comunidad Valenciana).

4.1. Inspección visual

La auscultación de la pasarela comenzó con la inspección visual detallada de la misma, creando las correspondientes fichas de daños. Hay dos puntos a destacar de este trabajo: los medios auxiliares utilizados para llegar a todos los puntos de la superficie (había

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Figura 5. Acceso a 30 m

Figura 6. Introducción del boroscopio en el interior del tablero

que acceder a 30 m de altura, Figura 5) y la utilización de un boroscopio para la inspección de las zonas interiores, tal y como se muestra en la Figura 6.

El boroscopio consiste simplemente en una varilla que dispone de una cámara de video en su extremo; tras realizar una pequeña perforación en el metal se introduce y se hace una filmación. Posteriormente se puede hacer una captación de imágenes, para lo que es necesario tener en todo momento referenciado lo que se está grabando.

Con el boroscopio se pudo determinar el alcance de la corrosión en las zonas interiores; así, se pudo detectar la existencia de zonas corroídas en el interior del pilono, a la altura de la soldadura principal. El cajón del tablero, en cambio, se encuentra en buenas condiciones, aunque tiene filtraciones de agua que hay que drenar.

4.2. Ensayos parte metálica

Con los ensayos en la parte metálica se profundizó más en el alcance de la evidente corrosión: se estimó la pérdida máxima de material, se revisó el estado de las soldaduras y se realizó un estudio con un microscopio metalográfico de las pinturas para detectar posibles anomalías.

Del estudio de pérdida de material se ha concluido que no se ha perdido más de 2-4 mm de espesor en algunas zonas muy concretas, tal y como corresponde con un ambiente C-5M según la referencia [4] para el tiempo transcurrido. Esta pérdida se ha producido en las zonas en las que no ha existido protección adecuada desde el principio, según se comprobó en el reportaje de la construcción.

Se han comprobado las soldaduras más comprometidas de la estructura (en el pilono y en las costillas) por análisis con partículas magnéticas. Se empleó un yugo magnético Magnaflux de 220 V; con partículas Fluorescentes 14HF y como sistema de revelado lámparas de rayos UVA. La conclusión fue que las soldaduras no presentan indicios de fisuras detectables ni pérdidas localizadas, más allá de las producidas por la corrosión general.

Con un microscopio Metalográfico Nikon Microphot FX se hizo un estudio de espesores de material y pintura de muestras tomadas previamente de diversas partes de la pasarela. En la Figura 7 aparece la pintura de una zona superior del pilono y en la Figura 8 de la parte intermedia. Se detectó que el pintado de la estructura no es uniforme, lo cual explica las características dispersas de la corrosión. En las zonas donde se ha encontrado la capa roja base de imprimación, de taller según se comprobó en el expediente constructivo, la corrosión ha sido menor, aunque con los espesores dados el sistema se ha agotado por falta de mante-

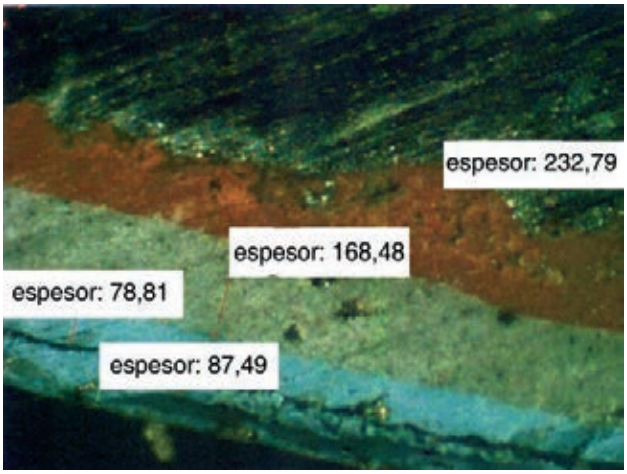


Figura 7. Pintura bajo microscopio del pilono en parte superior, medidas en micras. Aparece una capa de imprimación base de 233 micras, una capa intermedia blanca de 168,5 micras y un acabado bicapa de 166 micras

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

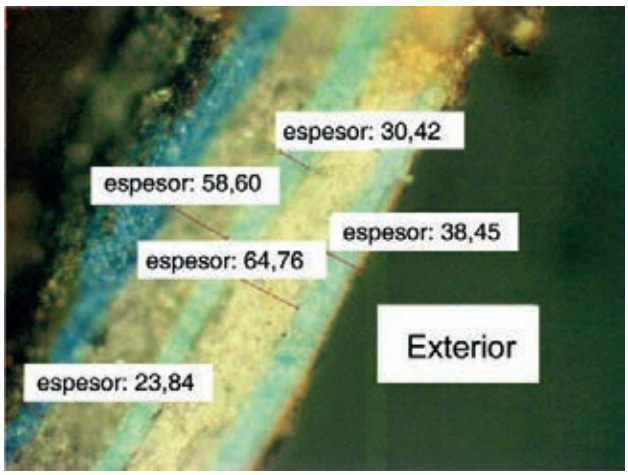


Figura 8. Pintura bajo microscopio del pilono en parte media, medidas en micras. No aparece la capa de imprimación, se distinguen cinco capas con un global de 216 micras

nimiento. En los puntos donde no existe esta capa, como la zona central del pilono, la corrosión tiene un alcance aún mayor, a pesar de que en algunos puntos los espesores totales de pintado son incluso superiores.

En la mayoría de las zonas de soldaduras no se han encontrado restos de pintura más allá de un esmalte superficial, ni tampoco en la zona de afección térmica (ZAT) de las mismas. Esto se explica porque muchas de las soldaduras se realizaron en obra y las posibles capas de imprimación desaparecieron; la corrosión en estas zonas está muy extendida, por el aporte de calor durante la construcción, lo cual agrava el problema de la ausencia de protección.

4.3. Ensayos de los tirantes

El último paso de la auscultación fue estudiar el estado real de los tirantes. Se intentaron desmontar los capots de varios de ellos y se comprobó que la parte interior estaba inyectada con lechada de cemento, al igual que las vainas de polietileno. Esto es favorable para la conservación, ya que ofrece un nivel de protección adicional a la vaina; sin embargo, presenta los siguientes inconvenientes: no permite controlar el estado real de los alambres y, en caso de que fuera necesario, no se pueden sustituir.

Se intentó entonces evaluar su estado de manera indirecta, intentando al menos detectar alguna rotura y estimar el nivel de seguridad de la estructura: se propuso conocer el estado tensional de los cables, con el objeto de poder detectar posibles anomalías que fueran indicio de deterioro o de fallo estructural.

Tal y como se recoge en el Manual de Tirantes [5], la manera más efectiva para conocer la tensión en un tirante instalado es por despegue; en este caso el despegue no se puede realizar por la inyección comentada. Para conocer la tensión en los tirantes es necesario emplear algún método indirecto, eligiéndose en este caso la evaluación por analogía con la cuerda vibrante. Este método consiste, simplificadamente, en medir las aceleraciones de vibración de un cable (para lo cual existen varias tecnologías, como se verá) con el objeto de calcular las frecuencias naturales de vibración (Figura 9) y correlacionarlas con la tensión en el cable. Dado el interés que tiene poder evaluar las tensiones de esta forma por economía y rapidez, se han publicado diversos trabajos desde hace más de 30 años, casi parejo al desarrollo de los puentes atirantados, estudiando la aplicación del método y sus limitaciones; como ejemplo pueden consultarse las referencias [6], [7] u [8].

4.3.1. Planteamiento teórico

La base teórica del método parte de asimilar el cable a una cuerda en tensión vibrando libremente. Para su planteamiento se hacen las siguientes suposiciones:

- La relación flecha-longitud del cable es suficientemente pequeña.
- La vibración del cable solo se desarrolla en el plano xy y el movimiento en la dirección x es pequeño.
- La forma geométrica del cable se expresa por una parábola de segundo orden.

Con estas hipótesis, la ecuación del movimiento del cable quedaría de la siguiente forma:

$$EI.\frac{\partial^4 v(x,t)}{\partial x^4} - T.\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} + m.\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = 0 \qquad (1)$$

donde EI es la rigidez a flexión del cable, v el desplazamiento vertical, T la tensión en el cable y m la masa por metro lineal del cable.

En la Ecuación (1) se observa que la tensión T en el cable, cuya determinación es nuestro objetivo, es uno de los factores que condicionan la respuesta. Se busca

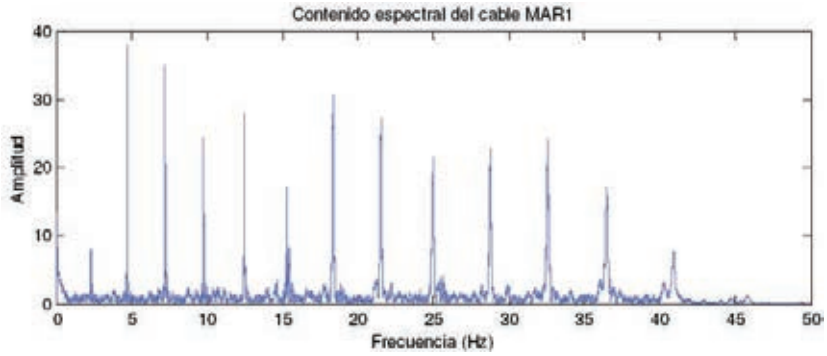


Figura 9. Registro de frecuencias de uno de los cables tras FFT

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

resolver esta ecuación para obtener una expresión que nos permita estimar su carga a partir del estudio de la respuesta vibratoria del cable. La solución más sencilla de la ecuación puede encontrarse en la referencia [5]. Con esta expresión se presentan los principales factores de los que depende la respuesta:

$$T = \frac{4.d^2.f_n^2.m}{n^2} \qquad (2)$$

donde T es la tensión buscada, d es la longitud libre de vibración del cable (distancia entre anillos centradores), f_n es la frecuencia n-ésima de vibración, n es el modo de vibración y m la masa por metro lineal del cable. Se trata no sólo de la masa del propio cable, sino también de los elementos que vibran solidariamente con él, como la inyección.

La Ecuación (2) constituye una solución simplificada de la Ecuación (1), despreciando alguno de los factores menos relevantes de la respuesta. En la referencia [6] se recogen diversas propuestas más complejas de solución en función de las hipótesis que se hagan de los factores despreciados en la solución anterior, principalmente la influencia de la rigidez del cable y la forma real de la deformada del cable por efecto catenaria (*sag*). En definitiva, todas ellas resuelven la ecuación en el dominio de la frecuencia, y llegan a expresiones de la tensión que dependen de las frecuencias propias de vibración.

A continuación se muestran las expresiones utilizadas en la determinación de la fuerza en los cables, en las que se corrige la expresión de la tensión obtenida en (2) con una serie de parámetros dependientes de la forma del cable y de la rigidez a flexión del mismo (EI). Este parámetro es el más difícil de evaluar, porque debe reflejar el comportamiento global vaina-lechada- cable; se ha considerado la suma de las dos inercias, tanto de la lechada como la del cable, en la estimación de las tensiones.

La aplicación de las expresiones utilizadas finalmente depende en primer lugar de dos parámetros:

- $\xi = \sqrt{\frac{T}{2.EI}}$

  Donde T es la tensión del cable y EI es la rigidez del cable.

- $\Gamma = \sqrt{\frac{m.g.d}{128.EA.\delta^3.\cos^3\theta}}.\left[\frac{0,31.\xi+0,5}{0,31.\xi-0,5}\right]$

  Donde las variables que restan por presentar son g, aceleración de la gravedad; EA, rigidez axial; δ que es la relación entre la flecha máxima del cable y la longitud proyectada del cable y θ inclinación del cable.

La resolución es por tanto implícita.

Para la frecuencia natural del primer modo, las expresiones tienen la siguiente forma:

$$\Gamma \geq 3$$

$$\begin{aligned} T &= 4.m\ .(f_1.d)^2.\left[1-2,20.\frac{C}{f_1}-0,55.\left(\frac{C}{f_1}\right)^2\right];(17 \leq \xi) \\ T &= 4.m\ .(f_1.d)^2.\left[0,865-11,6.\left(\frac{C}{f_1}\right)^2\right];(6 \leq \xi < 17) \\ T &= 4.m\ .(f_1.d)^2.\left[0,828-10,5.\left(\frac{C}{f_1}\right)^2\right];(0 \leq \xi < 6) \end{aligned} \qquad (3)$$

Para la frecuencia natural del segundo modo, las expresiones tienen la siguiente forma:

$$\Gamma \leq 3$$

$$\begin{aligned} T &= m\ .(f_2.d)^2.\left[1-4,40.\frac{C}{f_2}-1,10.\left(\frac{C}{f_2}\right)^2\right];(60 \leq \xi) \\ T &= m\ .(f_2.d)^2.\left[1,03-6,33.\frac{C}{f_2}-1,58.\left(\frac{C}{f_2}\right)^2\right];(17 \leq \xi < 60) \\ T &= m\ .(f_2.d)^2.\left[0,882-85.\left(\frac{C}{f_1}\right)^2\right];(0 \leq \xi < 17) \end{aligned} \qquad (4)$$

Y para frecuencias superiores al segundo modo:

$$T = 4.m\ .\left(\frac{f_n.d}{n}\right)^2.(1-2,20.\frac{n.C}{f_n});(200 \leq \xi) \qquad (5)$$

En las ecuaciones anteriores T es la tensión en el cable buscada, m es la masa lineal del cable, d es la longitud libre del cable –en este caso corresponde a la distancia entre las gomas de los anillos centradores–, f_n es la frecuencia n-ésima de vibración y n el modo entero de vibración. C es un parámetro que depende de la rigidez a flexión del cable y de la masa lineal. Tiene la siguiente expresión:

$$C = \sqrt{\frac{EI}{m.d^4}}$$

En esta expresión los parámetros son conocidos.

Con las Ecuaciones (3), (4) y (5), conocidas las características del cable, se puede estimar su tensión determinando las frecuencias propias de vibración. Éstas se obtuvieron midiendo en tiempo real movimientos, transformándolos en velocidades y aceleraciones, y obteniendo espectros de frecuencias mediante la transformada rápida de Fourier (FFT), lo cual es un problema tecnológico, en el sentido de que es necesario tener aparatos de medida con suficiente precisión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

4.3.2. Equipo empleado

Se han empleado dos tecnologías para la obtención de las frecuencias: sensores capacitivos MEMS para bajas frecuencias (Figura 10) y un radar interferométrico (Figura 11).

El acelerómetro MEMS empleado tiene un rango de medida entre +/- 3g, un margen de frecuencias entre 0 y 150 Hz y una sensibilidad de 700 mV/g. Los datos de muestreo han sido adquiridos con una maleta de adquisición de 16 canales mediante la cual se alimentan, acondicionan y registran las diferentes señales obtenidas de los sensores instalados. Para realizar el análisis posterior en frecuencia es necesario programar una adquisición dinámica de aceleraciones con una tasa de muestreo del orden de 3 o 4 veces superior a la máxima frecuencia que se estime obtener; por otra parte, la duración de los registros en el tiempo debe estar en torno a 1.500 veces el periodo máximo estimado en vibración. En nuestro caso la frecuencia de muestreo ha sido de 100 Hz y el tiempo de medida de 10 minutos.

Figura 10. Acelerómetro MEMS empleado

Figura 11. Radar interferométrico empleado, junto con la tableta de adquisición de resultados

Además de con los sensores, la tensión en los cables se estimó también con un radar interferométrico, para poder comparar resultados. Las medidas con radar se basan en localizar diferentes puntos de medida empleados como reflectores de onda electromagnética (en este caso los propios cables) y, basándose en la teoría interferométrica, registrar pequeños desplazamientos producidos en dichos puntos de medida. El principio interferométrico consiste en calcular la diferencia de fases de dos ondas de la misma frecuencia; a partir de dicha diferencia se puede calcular los desplazamientos producidos en los puntos de medida y las componentes frecuenciales de los mismos mediante su FFT.

Este método presenta una serie de ventajas, como por ejemplo su rapidez de toma y obtención de resultados, su gran precisión y la posibilidad de captar puntos más altos, inaccesibles para la ubicación de sensores. Por contra, presenta el problema de la limitación de la reflexión de la onda, de manera que si dos objetivos están muy cercanos, no los distingue. En este caso, los cables de retenida están muy próximos y el aparato no podía distinguirlos, teniendo que limitarse la medición a los más externos del grupo.

Para las medidas con ambos equipos se ha aprovechado la excitación provocada por el viento, por la circulación de una persona por la pasarela y por el golpeo con una maza en el caso de los tirantes de retenida. Estos tirantes son más rígidos y están protegidos del viento por el entorno, por lo que era más difícil registrar movimientos en los mismos sin una excitación forzada artificialmente.

4.3.3. Resultados

En la Tabla 1 se recogen los resultados de las mediciones con ambos aparatos, el acelerómetro MEMS y el radar; a su vez se comparan con los resultados teóricos del modelo (éste se comenta en el siguiente apartado). La medición en los cuatro tirantes de retenida es prácticamente idéntica, por lo que se muestra como una única medición; en cuanto al resto de tirantes se muestra la media de la medición en los tiran-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Tabla 1. Esfuerzos en los cables, medidos y teóricos

Tirante	Medición MEMS (kN)	Medición radar (kN)	Valor teórico (kN)
1	162	161	144
2	143	147	159
3	150	156	158
4	167	177	165
5	208	210	211
6	193	207	199
7	213	232	229
Retenida	610	555	500

tes de una misma alineación, se numeran del 1 al 7, siendo el 1 el más cercano al pilono (más corto) y el 7 el más lejano (más largo).

Analizando los valores de la tabla 1, se concluye que los valores son del mismo orden de magnitud. Las diferencias con los teóricos son similares a la diferencia entre los distintos aparatos de medida, del mismo orden de la precisión. En la retenida se ha producido un dato anómalo en la medición con los acelerómetros, ya que no se consiguió excitar convenientemente estos tirantes para los acelerómetros MEMS.

Los valores se consideran aceptables, dadas las precisiones con las que se trabaja. A causa de esta precisión insuficiente, para confirmar que no se ha producido una rotura en ningún cable es necesario completar el trabajo con el análisis estructural y los movimientos registrados en el tablero, asegurando que el sistema estructural está funcionando correctamente.

5. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Como apoyo a los resultados de la auscultación y para poder evaluar el nivel de seguridad existente en el diagnóstico final se ha realizado un modelo numérico con un programa de barras (Figura 12). Cada elemento se ha modelizado como un elemento lineal, introduciendo las correspondientes condiciones de contorno y las cargas actuantes. Los tirantes en concreto se han discretizado como barras biarticuladas que no admiten compresiones; su rigidez está afectada por su peso propio y por su estado tensional (efecto catenaria). Para representar este efecto se ha empleado la Ecuación (6), fórmula de Ernst, que modifica el módulo de elasticidad del material para corregir su comportamiento real, en un proceso iterativo:

$$E_T = \frac{E}{1 + \frac{q^2.b^2.E.A}{12.T^3}} \qquad (6)$$

donde E es el módulo de elasticidad del material, q es el peso lineal de las barras, b es la proyección horizontal de la barra, A es la sección y T es la tensión en la cuerda.

Figura 12. Modelo numérico empleado para la evaluación estructural

Este modelo se ha validado con los desplazamientos del tablero a partir de las mediciones de la prueba de carga y de los diferentes levantamientos, obteniendo buenas aproximaciones sobre todo para las altas cargas de la prueba de carga, cuando los tirantes se rigidizan y el modelo es menos sensible a su rigidez (ver tabla 2). Hay dos orígenes de indeterminación para la construcción del modelo: el orden de tesado real, no reflejado en el expediente de construcción, y el desarrollo real de la reología. La respuesta del tablero de la estructura es muy flexible y susceptible a la carga en los cables, poco tesos; la diferencia obtenida en deformaciones entre el modelo y las mediciones de la prueba es inferior al 5%; sin cargar la máxima diferencia sube al 10 %. Representa de forma suficiente el comportamiento de la pasarela para evaluar la seguridad.

Con el modelo de cálculo se ha comprobado que el comportamiento actual de la estructura es el predeci-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Tabla 2. Descensos medidos en el tablero en la prueba de carga comparados con los teóricos. Los puntos del tablero corresponden a las costillas de cada uno de los tirantes

Tirante	Descenso medido (mm)	Descenso según modelo (mm)	Diferencia (%)
1	22	23	4,3
2	48	50	4
3	76	78	2,6
4	111	111	0
5	139	136	2,15
6	144	139	3,5
7	108	103	4,6

Tabla 3. Esfuerzos en los cables suponiendo rotura en la línea indicada en la primera columna, en kN

$T_{considerado}$ / $T_{eliminado}$	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
T1		197	186	165	211	199	229
T2	193		227	183	142	199	229
T3	144	205		235	165	199	229
T4	120	140	220		231	185	229
T5	144	159	195	225		215	245
T6	144	159	180	150	230		265
T7	144	159	158	125	180	221	

ble considerando que están en buen estado los elementos estructurales y los tirantes, lo que, unido a la evaluación de los tirantes durante la auscultación, indica que no hay que temer una rotura en ninguno de los cables. Para completar el estudio de la posible rotura de tirantes, se ha evaluado la tensión media de los tirantes en caso de que alguno de ellos hubiera fallado; el resultado se recoge en la Tabla 3.

Con los esfuerzos obtenidos del modelo se ha realizado un cálculo seccional de las principales partes de la estructura metálica. A nivel seccional, el pilono y las costillas han resultado ser los elementos limitantes, con un diseño más ajustado; tienen una reserva de material de 8 y 6 mm de espesor respectivamente. A este ritmo de deterioro, de manera proporcional y sin medidas correctoras de reparación, se puede esperar una vida residual de 30 a 40 años, insuficiente para una vida útil necesaria de 100 años.

Con el modelo se han detectado otros dos aspectos no previstos inicialmente: en primer lugar, una excesiva flexibilidad del tablero, aunque las aceleraciones, calculadas a partir de las frecuencias, no merman el confort de los peatones según el criterio del código de Ontario del 83 [9]; por otro lado, en los tirantes más largos se ha detectado una excesiva carrera de tensiones por viento, que podrían comprometer su comportamiento a fatiga, pero como tienen una carga base muy baja (20 % de su límite elástico) no parece probable este tipo de fallo. En cualquier caso, se ha comprobado que su rotura no produciría el colapso global de la estructura, con un factor dinámico de 2, por lo que si se produjera la rotura por fatiga de uno de los cables se podría detectar haciendo un adecuado seguimiento. El seguimiento necesario se ha especificado en el Plan de Mantenimiento de la estructura, redactado junto con el Proyecto de rehabilitación, tal y como se comenta en el subepígrafe 7.2.

6. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Se presenta en este apartado el estudio económico de las alternativas de actuación, en base a los trabajos previos antes comentados; de ellos se ha deducido que se puede conseguir mantener la estructura con suficiente nivel de seguridad pero recuperando de forma completa todo el sistema de pintura y manteniéndolo. Por ello la Demarcación pidió que se evaluaran económicamente diversas alternativas, para disponer de criterios de decisión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Las alternativas viables pasan por una rehabilitación completa del sistema de pintado, que puede plantearse con pinturas de distinta gama (o bien de durabilidad media, más económicas pero de menor duración y que requieren por tanto mayor mantenimiento; o bien de durabilidad alta, más caras pero con menos mantenimiento), o por una demolición y sustitución por una nueva estructura mejor adaptada al ambiente de exposición y sin mantenimientos importantes. Se han descartado reparaciones parciales, ya que el agotamiento completo del sistema de pintado hace esta opción insuficiente, y la simple demolición sin sustitución, que por motivos sociales no puede plantearse.

Como valor de referencia se cuenta con el coste de construcción original de la estructura, que fue de unos 770.000 euros.

Para el estudio económico se ha seguido la referencia [10]. La posible amortización del activo no se ha considerado porque es la misma en todas las alternativas y ha transcurrido un periodo relativamente corto de la vida útil; los costes derivados en el tiempo se han considerado como una entrada única, actualizándose con la fórmula del interés compuesto:

$$C_{2010} = C.\frac{1}{(1+i)^n} \qquad (7)$$

donde C_{2010} es el coste actualizado para el año 2010, C es el coste a precio de mercado, i es la tasa efectiva del interés del dinero y n es el período de tiempo transcurrido. Dada la incertidumbre del parámetro del interés efectivo se han planteado dos escenarios, uno con un interés bajo del 1% y otro con un interés alto del 5 %, con un horizonte a 90 años (2100).

La primera conclusión obtenida del estudio es que es más económico, considerando los costes diferidos, utilizar pinturas de mejor calidad, y por tanto más caras, que pinturas de una calidad media más baratas. Esto tiene dos causas: en primer lugar, la repercusión de los medios auxiliares es muy elevada, por lo que la diferencia entre los dos tratamientos no es tan significativa (el coste de una operación de mantenimiento con pinturas de alta durabilidad se ha estimado en 35.000 euros, frente a 33.000 en el caso de las pinturas medias); además, utilizar pinturas de calidad inferior exige realizar más operaciones de mantenimiento a largo plazo que con pinturas de altas prestaciones. Mientras que con las primeras los suministradores aconsejan operaciones de conservación cada 6 años, con las segundas este periodo puede aumentarse a 10 años.

El coste estimado para la primera rehabilitación completa, con la complejidad de los medios auxiliares y la correcta preparación de superficies, es de unos 200.000 euros, en torno al 26% del coste de implantación de la estructura. Para que esta solución tenga sentido, hay que añadir los costes de mantenimiento ordinario de la pintura y el coste del plan de mantenimiento a lo largo de toda la vida de la estructura. Dadas las características de la estructura, especialmente la necesidad de conocer el estado de los tirantes, el monto total es elevado. A coste de referencia de 2010, se estima que el costo total es de unos 150.000 euros, empleando un interés del dinero medio (del 2,5 %). Asi pues, esta alternativa tiene un coste de referencia de unos 350.000 euros, casi el 50% del costo de implantación.

La demolición de la estructura se ha estimado en torno a los 170.000 euros, coste algo inferior a la propia rehabilitación. La implantación de una nueva pasarela enteramente funcional pero con necesidades mínimas de mantenimiento se ha estimado, tras un estudio de alternativas tipológicas, en 285.000 euros (se ha planteado la colocación de dos líneas de soportes con pilotes hincados en la gola, respetando los gálibos náuticos, que permitan la colocación de tableros convencionales y económicos). El coste de comparación de esta alternativa es de 455.000 euros.

Resulta más económica la rehabilitación, aunque es una solución con mayor incertidumbre, porque depende de la ejecución de la rehabilitación de la pintura, de un correcto mantenimiento y seguimiento...

7. CONCLUSIONES Y SITUACIÓN ACTUAL

7.1. Conclusiones

Dentro de la pasarela se pueden distinguir claramente tres sistemas: el sistema estructural, formado por el pilono metálico, el tablero mixto y los tirantes; el sistema de durabilidad, formado por el pintado; y los sistemas de seguridad al usuario, formado por las barandillas y el pavimento.

El sistema estructural conserva el nivel de seguridad con el que fue proyectado, aunque para mantenerlo debe asegurarse la protección que impida la continua pérdida de material. En el interior del pilono se ha detectado también corrosión de forma local, por falta de protección y existencia de humedades. Con una reparación del sistema exterior y un sellado, esta corrosión interior no compromete la vida útil de la estructura.

El sistema de durabilidad, el pintado, ha mostrado un comportamiento deficiente en muchos puntos y, además, ha agotado completamente su vida útil, por lo que es necesario su completa rehabilitación. Las causas de la degradación del sistema de pintado que ha provocado la corrosión son principalmente dos: la primera de ellas ha sido la falta de mantenimiento, más necesaria si cabe por el ambiente de exposición: no se ha mantenido en 10 años, periodo de vida medio para un sistema de protección por pintura; sin embargo, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ha detectado una segunda causa derivada de la construcción: parte de la estructura, especialmente la parte central del pilono y los cordones de soldadura no tuvieron una correcta aplicación (bien por falta de imprimación adecuada, bien por el calor de soldadura), por lo cual sufrieron un deterioro mucho más rápido de lo esperado. La evolución del pintado existente sirve como ensayo para futuros trabajos, mostrando la importancia de una correcta aplicación además de la elección adecuada del material y espesores.

Por último, en cuanto a los sistemas de protección al usuario, es necesario sustituir algunos tramos de barandilla muy deteriorados y un repintado. El pavimento actual de bloques rígidos de piedra se sustituirá por uno flexible continuo, que tiene mejor comportamiento con las características del tablero y mejora la impermeabilización del cajón.

7.2. Estado actual de los trabajos

En estos momentos se está terminando el Proyecto de Rehabilitación de la estructura. Dentro de este trabajo se ha incluido la redacción del Plan de Mantenimiento de la estructura. En él se definen las inspecciones básicas, rutinarias y especiales de la estructura; en concreto, quién debe efectuarlas, cada cuánto...; también se incluyen las operaciones de mantenimiento y la valoración económica del conjunto.

Se ha prestado especial atención al seguimiento del estado de los tirantes, fijando que, con una cierta periodicidad, se evalúe su tensión, por un lado por medios indirectos como el radar y por otro que se continúe con los levantamientos topográficos. Con el modelo numérico se han establecido los umbrales de deformación del tablero que indican rotura de alguno de los cables.

REFERENCIAS

[1] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (MOPU). *Inspecciones Principales en puentes de carretera*. Madrid: MOPU, 1988. 36 p.

[2] DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. *Guía de inspecciones básicas de obras de paso. Red de Carreteras del Estado.* Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2009. 125 p. ISBN: 978-84-498-0861-6.

[3] DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. *Guía para la realización del Inventario de obras de paso. Red de Carreteras del Estado.* Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2009. 176 p. ISBN:978-84-498-0860-9.

[4] *UNE- EN ISO 12944. Pinturas y barnices. Protección de estructuras de acero frente a la corrosión mediante sistema de pintura protectores.* Madrid: Aenor, 2009.

[5] ACHE. *Manual de Tirantes*. 1ª ed. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2007. 219 p. ISBN: 9788438003534.

[6] ZUI, H.; SHINKE, T.; NAMITA, Y. H. "Practical formulas for estimation of cable tension by vibration method". *Journal of Structural Engineering,* ASCE, 1996, vol. 122, nº 6, p. 651-656.

[7] MARTÍNEZ FERNÁNDEZ, Bienvenido. "Medida por vibración de la tensión en alambres, cordones y barras". *Ingeniería Civil,* 1996, nº 103, julio-septiembre, p. 122-127.

[8] CASAS, J.R. "A Combined Method for Measuring Cable Forces: The Cable-Stayed Alamillo Bridge, Spain". *Structural Engineering International,* 1994, vol. 4, nº 4, p 253-240.

[9] ONTARIO MINISTRY OF TRANSPORTATION. *Ontario Highway Bridge Design Code.* Toronto, 1983.

[10] XANTHAKOS, P. P. *Bridge strengthening and rehabilitation.* Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall PTR, 1995. 864 p. ISBN: 0133627160.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Refuerzo a flexión de hormigón de bajas prestaciones mediante materiales compuestos de matriz inorgánica

Flexural strengthening of low grade concrete with inorganic composites

Pello Larrinaga Alonso[(1)], **José Tomás San-José**[(2)], **David García**[(1)], **Leire Garmendia**[(1)]

Recibido | *Received:* 27-12-2011
Aceptado | *Accepted:* 28-03-2012

Resumen

Las actuales políticas estatales referidas al sector de la construcción han incrementado la importancia del negocio de la rehabilitación. Por este motivo, el estudio e investigación de soluciones innovadoras y económicas adquiere especial relevancia. El presente artículo presenta un estudio sobre la tecnología Textile Reinforced Mortar (TRM). Este material compuesto está formado por el uso conjunto de tejidos técnicos de fibras y matrices de base inorgánica. La campaña experimental incluida en este estudio no sólo comprueba su efecto directo en el refuerzo a flexión de vigas de hormigón armado de bajas prestaciones, sino que a su vez, se está estudiando el comportamiento mecánico de material compuesto y de los materiales que lo conforman. Finalmente, los resultados experimentales se completan con un estudio analítico que puede facilitar el cálculo del refuerzo de cara a futuros trabajos. Los resultados obtenidos en el presente estudio muestran al TRM como una solución efectiva.

Palabras clave: materiales compuestos, flexión, hormigón, refuerzo, tejido.

*Abstract**

Current policies related with the Construction Sector have increased the importance of the rehabilitation business. For this reason, the research and study of innovative and economic solution has gained considerable relevance. This paper presents a study focused on the Textile Reinforced Mortar technology (TRM). This composite is formed by the union of technical textiles and inorganic-based matrices. The included experimental campaign checks the effect of the TRM as strengthening solution in flexure and studies the mechanical behaviour of the composite and its constitutive materials. Finally, the experimental results are contrasted with a numerical model which may facilitate the design of TRM strengthening projects. The obtained results confirms TRM as an effective solution.

Keywords: *composite, flexure, concrete, strengthening, textile.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 99 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Dr. Ingeniero Industrial. Tecnalia (Bilbao, España).
(2) Dr. Ingeniero Industrial. Universidad del País Vasco. Escuela Técnica Superior de Ingenieros (Bilbao, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* pello.larrinaga@tecnalia.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. INTRODUCCIÓN

La actual crisis financiera ha afectado seriamente al conjunto de la Construcción en España, un macrosector que, a pesar de todo, sigue realizando una considerable aportación al Producto Interior Bruto nacional, un 8.39% en 2009 [1]. La coyuntura aconseja la búsqueda de nuevos nichos de negocio, o potenciar otros ya existentes, para relanzar la actividad constructiva, siendo uno de ellos Rehabilitación. Este subsector está adquiriendo creciente relevancia en España, pero aún muy lejos de las medias europeas. En paralelo, el lento, pero progresivo, envejecimiento del parque inmobiliario español nos enfrenta al reto de rehabilitar estructuras de hormigón armado ya existentes. La combinación de estos dos factores estimula la investigación de soluciones innovadoras y económicas.

Esta necesidad de rehabilitación se pone de relieve en estructuras edificadas en las primeras décadas del pasado siglo XX cuando el hormigón comenzó a adquirir importancia. Sin embargo, el desconocimiento del material y la ausencia de normativas, que regulasen tanto su diseño y ejecución como su durabilidad, dio lugar a una generación de estructuras, algunas de valor histórico, construidas con hormigón denominado antiguo o pobre.

La búsqueda de una solución innovadora, efectiva y económica centra los esfuerzos y proyectos de numerosos grupos investigadores. Los materiales compuestos de matriz orgánica FRP (Fibre Reinforced Polymer) irrumpieron a finales de siglo, y en poco tiempo han logrado abrirse paso en un sector tan fiel a las soluciones tradicionales. Su resistencia, ligereza, durabilidad y facilidad de ejecución son sus mejores argumentos. A pesar de sus ventajas, el FRP puede presentar en determinadas ocasiones una serie de características que desaconsejan su empleo. Entre sus inconvenientes cabe destacar el elevado precio de la matriz orgánica, reducida resistencia a impacto, escaso rendimiento mecánico en ambientes húmedos o muy calientes y, por extensión, vulnerabilidad al fuego. Además, no está recomendada su aplicación en hormigones de bajas prestaciones (<17 MPa de resistencia característica). Fruto de lo cual, la substitución de la matriz orgánica por mortero de base inorgánica se presenta como una mejora parcial frente a los problemas mencionados [2]. Con el fin de favorecer la interacción matriz-núcleo reforzante, se adopta el empleo de tejidos en lugar de láminas de fibra unidireccional. Este material compuesto es conocido en inglés como Textile Reinforced Mortar (TRM).

Hasta ahora el estudio y aplicación del TRM se ha centrado, casi exclusivamente, en el refuerzo estructural de elementos de fábrica como muros o arcos de piedra. Recientemente se ha dado el salto al hormigón armado y ya son varios los grupos europeos que investigan sus posibles aplicaciones, desde la rehabilitación (sistema de refuerzo externo) hasta el diseño de elementos prefabricados.

El presente trabajo de investigación recoge los resultados de una campaña experimental centrada en el propio TRM y su posterior análisis numérico. Como material de refuerzo se emplean tejidos de fibras largas de carbono y de acero. En primer lugar, se caracteriza el comportamiento mecánico del material con el fin de realizar los consiguientes estudios analíticos. En segundo lugar, se presenta la aplicación directa del TRM en el refuerzo a flexión de 12 vigas de hormigón de baja calidad y una luz de 1,35 m, y en 5 vigas de 4,2 metros de luz, tanto en sus vías experimentales como numéricas.

2. TEXTILE REINFORCED MORTAR

El TRM (mortero reforzado con tejido) puede ser considerado como una evolución natural del FRP. A pesar de compartir un mismo concepto básico, fibras embebidas en una matriz, muchas son las diferencias entre ambos materiales compuestos.

En primer lugar, el tipo de refuerzo interno. Las resinas epoxi, ampliamente empleadas como matriz en los FRP, presentan un comportamiento viscoso que permite la perfecta impregnación de las láminas de fibras, efecto no logrado por un mortero. Es por ello que el refuerzo interno del TRM está formado por tejidos, el mortero fluye por sus celdas logrando el deseado comportamiento monolítico.

La segunda diferencia es el comportamiento a tracción pura. Los materiales fibroplásticos, donde la matriz es más dúctil que las fibras, muestran un comportamiento elástico-lineal hasta alcanzar una rotura frágil. Por el contrario, un mortero se fisura mucho antes del fallo de las fibras. De este modo, el tejido soporta carga cuando la matriz comienza a desarrollar fisuras. Para lograr este efecto es necesario un mínimo volumen de fibras. Estudios previos han fijado este valor entre el 1 y el 3% del total [3]. En la Figura 1 se observa el comportamiento del TRM frente a tracción pura.

En el gráfico se distinguen tres fases bien diferenciadas.

Fase I: La carga se transmite de manera uniforme por toda la sección (mortero y fibras). La rigidez inicial a tracción es básicamente la del mortero. Esta etapa finaliza con la aparición de la primera fisura en la sección del mortero.

Fase II: En las secciones fisuradas la carga se transmite a través del tejido. En esta fase se conforman todas las fisuras. Su espesor y separación están directamente influidos por el tipo de refuerzo interno (geome-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

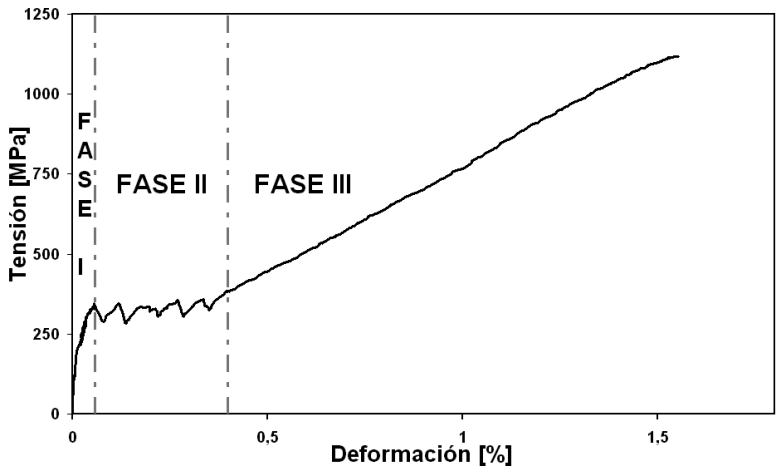


Figura 1. Curva tensión-deformación de una probeta de TRM sometida a tracción directa

tría, grosor de la trama, cantidad instalada, etc.) y su adherencia con la matriz de mortero.

Fase III: La última etapa es prácticamente lineal y su módulo de Young se cuantificaría entre un 10 y un 30% inferior al observado en el tejido [4]. Debido a que los materiales empleados como refuerzo interno (vidrio, carbono, aramida, basalto, etc.) presentan rotura frágil, el fallo final del TRM también lo será.

La tercera gran diferencia se ciñe a la escasa ejecutoria previa que requiere el uso del TRM. Mientras que en la caso de los FRP es necesario nivelar la superficie a reforzar con el fin de evitar concentraciones de tensiones o despegues prematuros del refuerzo, el uso del mortero simplifica este paso siendo sólo necesaria una ligera preparación de la superficie a fin de lograr una óptima adherencia entre el sustrato y el refuerzo externo.

En la última década la comunidad científica ha considerado el uso de tejidos como núcleo reforzante de materiales compuestos de matriz inorgánica, tanto en nueva construcción como en rehabilitación. Por un lado, diversos estudios han empleado esta tecnología para la fabricación de elementos prefabricados autoportantes [5] o como encofrados perdidos [6]. En el campo de la rehabilitación, el TRM fue introducido inicialmente en el refuerzo de estructuras de fábrica [7] y [8] donde se obtuvieron resultados prometedores considerando la dificultad de emplear el FRP en elementos de mampostería. En cambio su estudio como refuerzo estructural de hormigón es aún limitado. Dicha aplicación se ha centrado en el confinamiento de pilares [9], refuerzo a cortante [2] y a flexión [10], pero en hormigones de buena calidad.

3. CARACTERIZACIÓN DEL TRM

En vistas a posteriores análisis analíticos o numéricos es importante caracterizar correctamente el material compuesto estudiado. No sólo los materiales que lo conforman, sino también el comportamiento del material compuesto a tracción pura.

3.1. Mortero y Tejido

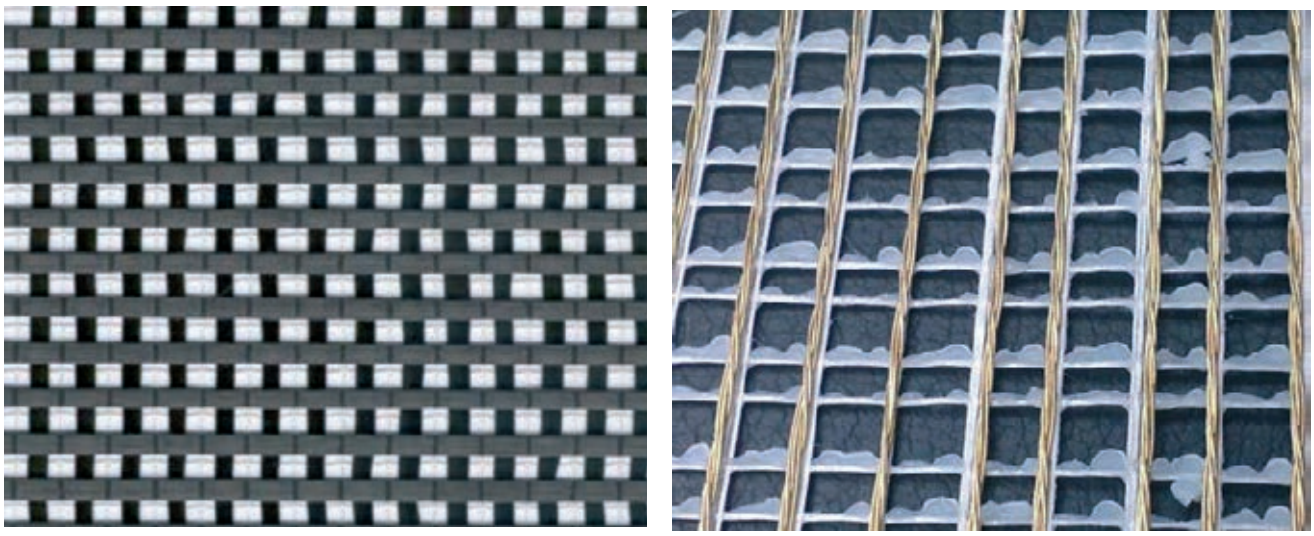
El mortero de base cementicia empleado como matriz ha sido diseñado buscando buenas prestaciones mecánicas dentro de unos criterios de fabricación económicos, esto es, para justificar su aplicación a gran escala. El contenido de resinas poliméricas es inferior al 4% del volumen en peso con el fin de soportar la acción del fuego. Las propiedades mecánicas del mortero se determinan mediante el ensayo, tras curado de 28 días, de prismas de 40 × 40 × 160 mm, según UNE-EN 1015-11:2000. Su resistencia media a compresión y flexotracción es 20 y 7,2 MPa, respectivamente.

Tal como se ha comentado en la introducción, dos materiales han sido empleados como refuerzo interno del material compuesto: carbono y acero; los cuales son presentados en las siguientes líneas:

- Carbono. El tejido está formado por mechones de fibras distribuidos de forma ortogonal. El peso del tejido es de 200 g/m^2 distribuidos uniformemente en ambas direcciones. Las celdas tienen unas dimensiones de 4 × 4 mm (ver Figura 2).

- Acero. Tejido unidireccional de torzales o cordeles de alambre de acero trefilado. Cada torzal está formado por 5 alambres entrelazados. Con el fin de fijar la posición de los filamentos, se emplea una malla auxiliar de polipropileno. La distribución es de 1,57 torzales por centímetro. El uso de acero define el nombre por el que es conocido el material compuesto. Steel Reinforced Mortar (SRM) cuando la matriz es un mortero y Steel Reinforced Polymer (SRP) cuando se emplean resinas epoxi con tal fin. Sin embargo, se empleará generalmente el término TRM para evitar confusiones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



(a) (b)

Figura 2. Tejidos de fibra de carbono (a) y de alambre de acero trefilado (b)

En la Tabla 1 se incluyen las propiedades mecánicas y geométricas de los materiales descritos. Estos datos, proporcionados por el suministrador de los tejidos hacen referencia a las fibras en el caso del carbono y al alambre para el acero. Sin embargo, estas propiedades pueden verse sensiblemente alteradas por la propia configuración de los tejidos.

Cada mechón es un haz de simples fibras, también llamadas filamentos. Un mechón está formado por centenares o miles de filamentos. La relación tensión-deformación de un mechón está directamente influenciada por la posición de los filamentos y la interacción entre ellos. Idealmente, todos los filamentos debería estar posicionados en paralelo y completamente estirados, sin embargo, dependiendo del método de fabricación pueden surgir divergencias entre el comportamiento esperado de las fibras y el obtenido en el mechón [11]. Si sumamos que en un tejido actúan numerosos mechones en paralelo es deducible la necesidad de caracterizar mecánicamente los tejidos empleados en este estudio. Por cada tipo de tejido 7 probetas de 600 × 100 mm son ensayadas a tracción uniaxial. En la Tabla 2 se resumen los resultados medios obtenidos.

Tal y como se observa en la Tabla 2, los resultados difieren sensiblemente de los proporcionados por el suministrador. El bajo rendimiento del carbono en términos de resistencia a tracción y de elongación de rotura es atribuido a la imposibilidad de aplicar la misma deformación inicial a todos los mechones del tejido. Por ello se producen roturas prematuras. En el caso del acero la resistencia a tracción se mantiene

Tabla 1. Propiedades mecánicas y geométricas del material de refuerzo del TRM

Propiedad	Unidad	Fibra de Carbono	Alambre de Acero
Resistencia a tracción[a]	MPa	3.500	3.200
Módulo de Young	GPa	240	206
Elongación de rotura	%	1,45	1,60
Espesor efectivo	mm	0,056	0,075

[a] Respecto al espesor efectivo

Tabla 2. Propiedades mecánicas experimentales de los tejidos de carbono y alambre de acero

Propiedad	Unidad	Fibra de Carbono	Alambre de Acero
Resistencia a tracción[a]	MPa	963	3.165
Módulo de Young	GPa	167	160
Elongación de rotura	%	0,72	6,21

[a] Respecto al espesor efectivo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

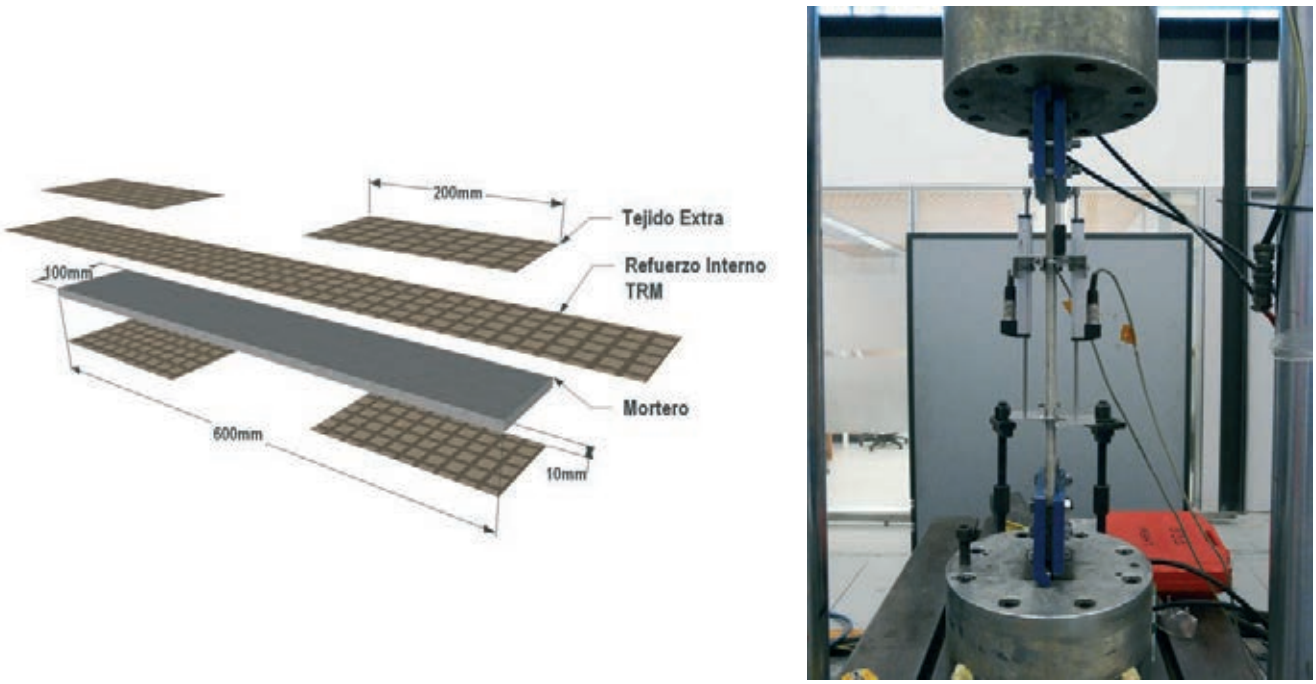


Figura 3. Dimensiones probeta y perspectiva general del ensayo

mientras que se obtienen mayores elongaciones. Para ambos tejidos se considera el módulo de Young obtenido experimentalmente como válido de cara a posteriores aplicaciones analítico-numéricas.

3.2. TRM sometido a tracción pura

El ensayo para caracterizar a tracción el TRM no está regulado por ninguna norma en curso. La capacidad portante bajo carga uniaxial ha sido investigada sobre probetas de dimensiones 600× 100× 10 mm (ver Figura 3) similares a otros estudios previos [12]. Con el fin de provocar la formación de fisuras en el tercio central de la muestra y, de esa forma, facilitar la medida de la deformación del TRM, se instalan tejidos extra en ambos extremos, tal y como se aprecia en el esquema incluido en la Figura 3. Por tanto, permanecerán 200 mm para poder medir la elongación real del material compuesto.

Por cada material se fabricaron 7 muestras con una capa de refuerzo y fueron ensayadas a 28 días. Las probetas se ubicaron en una máquina de ensayo universal, cuyo fondo de escala es 100 kN y que permite programar la velocidad de deformación, 0,5 mm/min para este ensayo. La deformación del tercio central es controlada por medio de dos LVDT, ubicados uno a cada lado de la muestra. La información se recopila en un adquisidor de datos MGC-Plus de la compañía HBM a una velocidad de 50 Hz.

Las gráficas obtenidas (ver Figura 4) muestran un comportamiento similar al descrito en la introducción y representado en la Figura 1. Los valores numéricos se agrupan en la Tabla 3. En ella se representan, de nuevo, la resistencia a tracción y la elongación de rotura. Como módulo de Young se incluye el valor registrado para la Fase III. Esta información puede ser utilizada para la elaboración de ecuaciones constitutivas que definan al TRM en aplicaciones posteriores.

Con el fin de conocer el comportamiento de la matriz a tracción pura se preparan y ensayan 7 muestras sin reforzar con los siguientes valores: resistencia a trac-

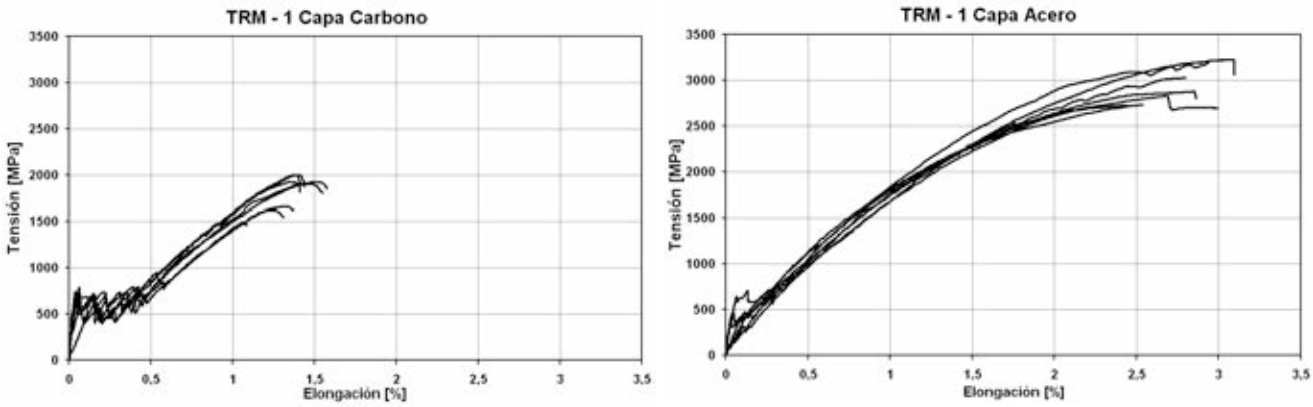


Figura 4. Tensión-deformación de TRM reforzado con carbono (izquierda) y acero (derecha)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Tabla 3. Propiedades mecánicas experimentales de los tejidos de carbono y alambre de acero

Propiedad	Unidad	Fibra de Carbono	Alambre de Acero
Resistencia a tracción[a]	N/mm²	1.865	3.165
Módulo de Young (Fase III)	GPa	142	144
Elongación de rotura	%	1,37	2,76

[a] Respecto al espesor efectivo

ción, $\sigma_{mu} = 2{,}48$MPa; elongación en rotura, $\varepsilon_{mu} = 0{,}03\%$; y módulo de Young, $E_m = 8{,}25$GPa.

4. REFUERZO A FLEXIÓN MEDIANTE TRM

4.1. Vigas de hormigón de bajas prestaciones

En el presente apartado se muestran el estudio del efecto del TRM sobre vigas de hormigón de bajas prestaciones reforzadas frente a momentos flectores. Se adoptaron dos tipos de configuraciones geométricas diferentes, una escala real y otra a un tercio. En una primera serie se ensayan doce vigas escaladas a un tercio y en una segunda tanda cinco vigas a escala real. En la Figura 5 se muestran sus dimensiones y la disposición de las armaduras de refuerzo.

Con el fin de reproducir el comportamiento mecánico del hormigón de bajas prestaciones habitual en estructuras antiguas, se optó por emplear un hormigón de baja calidad cuya resistencia media de compresión fuese inferior a 20 MPa. El contenido de cemento de las vigas se redujo a 200 kg/cm³ y se empleó una relación agua/cemento de 0,57. Por medio de muestras cilíndricas de hormigón Ø 150 × 300 mm, fabricadas el mismo día del hormigonado, se registró una resistencia media a compresión a 28 días de 17 MPa según norma UNE 83303/84. Junto con los del hormigón, también se incluyen los valores significativos del acero, obtenidos según norma UNE EN 100002-1, en la Tabla 4.

4.2. Refuerzo de las vigas de hormigón armado

Buscando incrementar la adherencia entre el mortero de refuerzo y el sustrato hormigón es necesario realizar una preparación previa de la superficie a reforzar. Por tanto, se abujarda la cara inferior de cada viga. El polvo resultante del proceso es eliminado mediante el soplado con aire comprimido. Posteriormente se humedece la superficie rugosa para saturarla y así evitar la absorción parcial del agua del mortero fresco del TRM y alterar sus propiedades mecánicas y adherentes.

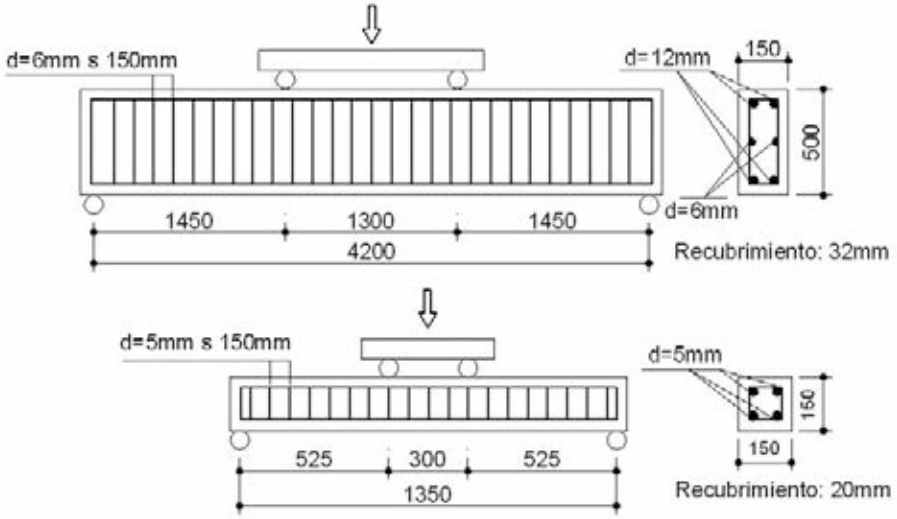


Figura 5. Geometría y disposición del refuerzo de las vigas ensayadas

Tabla 4. Características mecánicas del hormigón y del acero

Propiedad	Unidad	Serie 1 (escala 1/3)	Serie 2 (escala real)
Resistencia compresión hormigón	MPa	17,2	17,2
Tensión fluencia acero	MPa	672	589
Tensión de rotura acero	MPa	703	690

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

(a) (b)

Figura 6. Aplicación de tejido de carbono como refuerzo interno del TRM y detalle de anclaje en forma de U

El proceso de refuerzo consiste en: una primera capa de mortero (4-5 mm) es extendida en la superficie previamente tratada, a continuación se ubica el tejido sobre el mortero fresco. Para obtener el mejor rendimiento posible del tejido, es aconsejable instalar el refuerzo lo más estirado posible, por medio de un rodillo se logra el efecto deseado. Finalmente, el tejido se cubre con otra capa de mortero de características similares a la primera. En el caso de querer aplicar más tejido, habría que instalar una nueva capa y recubrirla de igual manera.

A lo largo de la campaña experimental se compara directamente el efecto de la matriz cementicia respecto al uso de resinas epoxis propias de los materiales fibroplásticos (FRP). En la comparación la cantidad de material de refuerzo del material compuesto y su configuración es la misma, únicamente difiere la matriz.

Con el fin de evitar el despegue prematuro del refuerzo, un modo de fallo muy común en soluciones de este tipo, se instalan anclajes en forma de U realizados con el mismo material (ver Figura 6).

Un total de doce vigas escaladas a un tercio fueron ensayadas durante la primera parte de la campaña experimental:

- Dos vigas de referencia, sin refuerzo (r-1 y r-2).
- Dos vigas reforzadas con una capa de carbono (c1).
- Ocho vigas reforzadas con alambre de acero. Cuatro de ellas con una simple capa: dos sin anclajes (s1) y dos con anclajes en forma de U (s1u) en ambos extremos. En este caso se realiza una comparación directa con dos de matriz epoxídica (fs1). Además se refuerzan dos vigas más con dos capas de refuerzo sin anclar (s2).

En la segunda parte de la campaña, cinco vigas a escala real fueron reforzadas y testadas:

- Una viga de referencia, sin refuerzo (R).
- Una viga reforzada con cuatro capas de carbono (C4).
- Tres vigas reforzadas con alambre de acero. Dos de ellas con dos capas: una sin anclar (S2) y otra con anclajes en forma de U (S2U) en ambos extremos. Asimismo, se refuerza otra viga más con cuatro capas de refuerzo ancladas en ambos extremos (S4U).

Tal como se observa, las etiquetas que identifican las vigas muestran el material de refuerzo ("c" para el carbono y "s" para el acero), el número de capas instaladas y la presencia de anclajes por medio de una "u". Por haber dos muestras por cada combinación en las vigas pequeñas se añade un número cardinal tras un guión para diferenciar ambas probetas. En el caso de las vigas a escala real las letras de la etiquetas se muestran en mayúsculas.

4.3. Configuración del ensayo

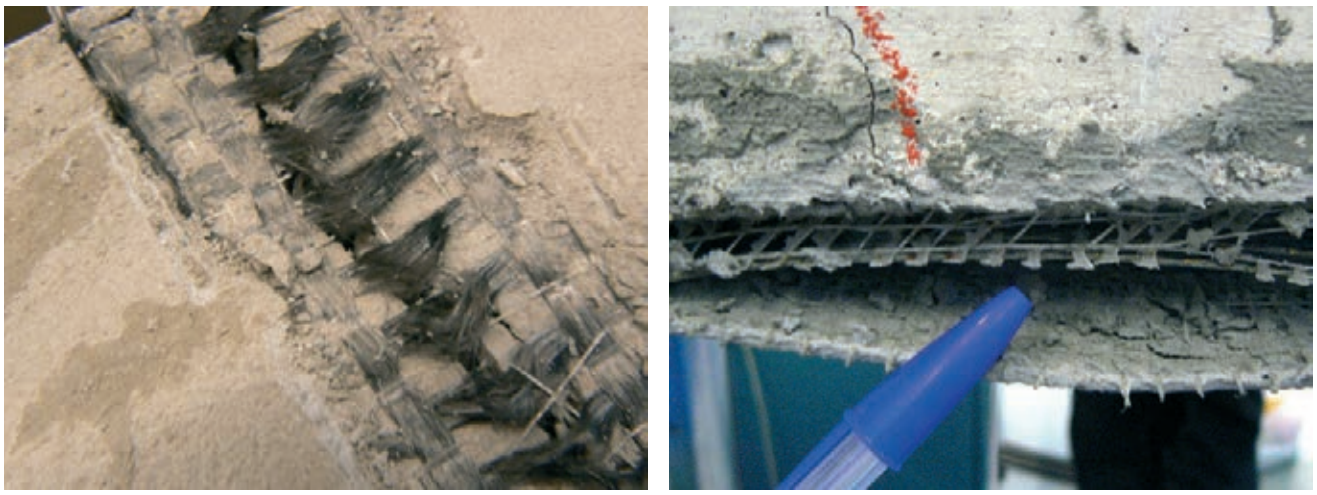
Para simular en la mayor medida posible el comportamiento de carga uniformemente distribuida las muestras han sido sometidas a un ensayo de flexión en cuatro puntos. El ensayo ha sido ejecutado en la misma máquina universal empleada en el ensayo de tracción pura del TRM con una velocidad del pistón actuante en este caso de 3 m/s. La deformación de la viga ha sido controlada gracias al uso de 6 LVDT ubicados en los lugares clave. Toda la información se compila en el mismo equipo de adquisición de datos MGC-Plus, en este caso a una frecuencia de 1Hz. En la Figura 5 se puede observar la configuración del ensayo de flexión en cuatro puntos.

4.4. Resultados y discusión de los mismos

4.4.1. Modos de fallo

Las vigas de referencia pequeñas colapsan por deformación excesiva de la armadura de tracción, debido

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



(a) (b)

Figura 7. Rotura del tejido de fibra de carbono y despegue prematuro del TRM, localizado entre dos capas de refuerzo de acero

al empleo de acero estirado en frío, tal y como era el caso de las estructuras antiguas que se pretendía reproducir. Sin embargo, en las vigas de escala real el modo de fallo se debe al agotamiento de la cabeza comprimida. En el caso de las vigas reforzadas se registran dos modos de fallo diferentes:

- Rotura del refuerzo. El tejido del TRM alcanza su máxima elongación y rompe.
- Despegue prematuro del TRM desde una fisura intermedia. El desprendimiento comienza en la zona de máximo momento flector y se extiende hacia los extremos. El fallo se encuentra localizado en el interior del material compuesto tal como se aprecia en la Figura 7. Se produce una pérdida de monolitismo del TRM y éste no es capaz de soportar esfuerzos. Al tratarse de un fallo frágil y que además, no muestra ningún signo de advertencia, es conveniente evitarlo.

Tal como se ha avanzado previamente, se instalan anclajes con forma de U en los extremos para evitar o retrasar la pérdida de la capacidad portante del refuerzo por despegue prematuro. Otra observación relevante es la variación del patrón de fisuras. Mientras que en las vigas de referencia aparecen pocas fisuras, en las reforzadas su número aumenta considerablemente siendo además más finas y están uniformemente distribuidas. Una muestra del mejor reparto de esfuerzos provocado por el TRM.

4.4.2. Capacidad portante

En la Tabla 5 se agrupan los resultados globales de la campaña experimental. La flecha indicada corresponde con el instante de máximo flector alcanzado.

El efecto del refuerzo es apreciable en todos los casos estudiados. Los incrementos referidos al momento flector máximo alcanzado respecto al de referencia están incluidos en la columna "Ratio" de la Tabla 5, al igual que los modos de fallo observados. Esta información puede ser ampliada por medio de los gráficos momento-deformación que se muestran a continuación.

4.4.3. Momento flector Vs. flecha a media luz

En la Figura 8 se muestran los cuatros estadios posibles en vigas a flexión reforzadas. Una primera fase en la que toda la sección trabaja a flexión hasta que el hormigón se fisura. En la segunda fase se abarca el espacio en el que el acero se comporta elásticamente. El efecto del refuerzo se aprecia en la tercera fase (en vigas sin reforzar este estadio esta representado en la gráfica por una línea prácticamente horizontal).

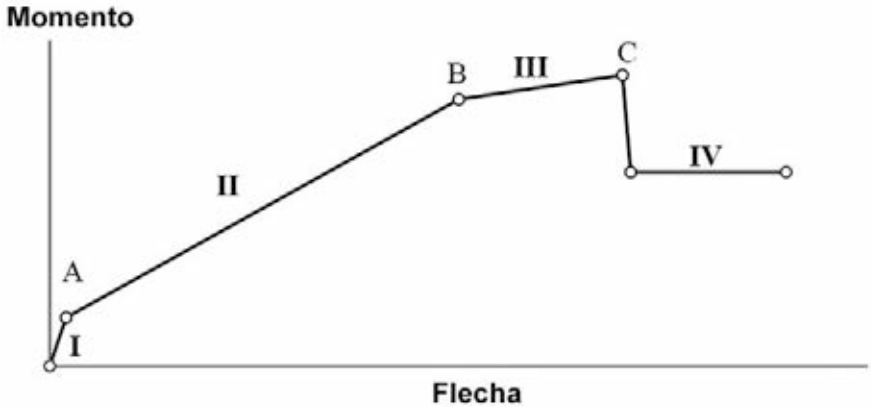


Figura 8. Comportamiento característico de vigas reforzadas frente a flexión

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Tabla 5. **Características de las vigas reforzadas y valores experimentales**

Etiqueta	Material de refuerzo	Nº de capas	Momento Flector		Modo de fallo[a]
			Máximo [kN·m]	Ratio	
r-1	—-	—-	3,32	—-	RA
r-2	—-	—-	3,39	—-	
c1-1	Carbono	1	5,35	1,61	RT
c1-2	Carbono	1	4,63	1,39	
s1-1	Acero	1	6,49	1,95	DR
s1-2	Acero	1	7,15	2,15	
s1u-1	Acero	1	8,29	2,49	RT
s1u-2	Acero	1	8,25	2,48	
fs1-1	Acero	1	8,18	2,46	RT
fs1-2	Acero	1	8,56	2,57	
s2-1	Acero	2	9,97	3,00	DR
s2-2	Acero	2	9,56	2,88	
R	—-	—-	72,32	—-	RC
C4	Carbono	4	89,29	1,23	DR
S2	Acero	2	102,66	1,42	DR
S2U	Acero	2	99,54	1,38	DR
S4U	Acero	4	114,16	1,57	DR

[a] RA: rotura acero. RT: rotura refuerzo. DR: despegue prematuro del refuerzo. RC: rotura cabeza comprimida.

Finalmente el cuarto estadio representa el comportamiento del elemento después del fallo del refuerzo.

En la Figura 9 se muestran las relaciones momento-flecha de todas las vigas pequeñas ensayadas. En términos generales se aprecia un aumento de la rigidez, de la capacidad portante y de la ductilidad de las vigas reforzadas respecto a la probeta de referencia. Debido a la poca inercia de la sección transversal de hormigón armado (150 × 150 mm) el efecto de la rigidez aportada por el refuerzo es claramente apreciable en el segundo estadio de la curva, es decir, en

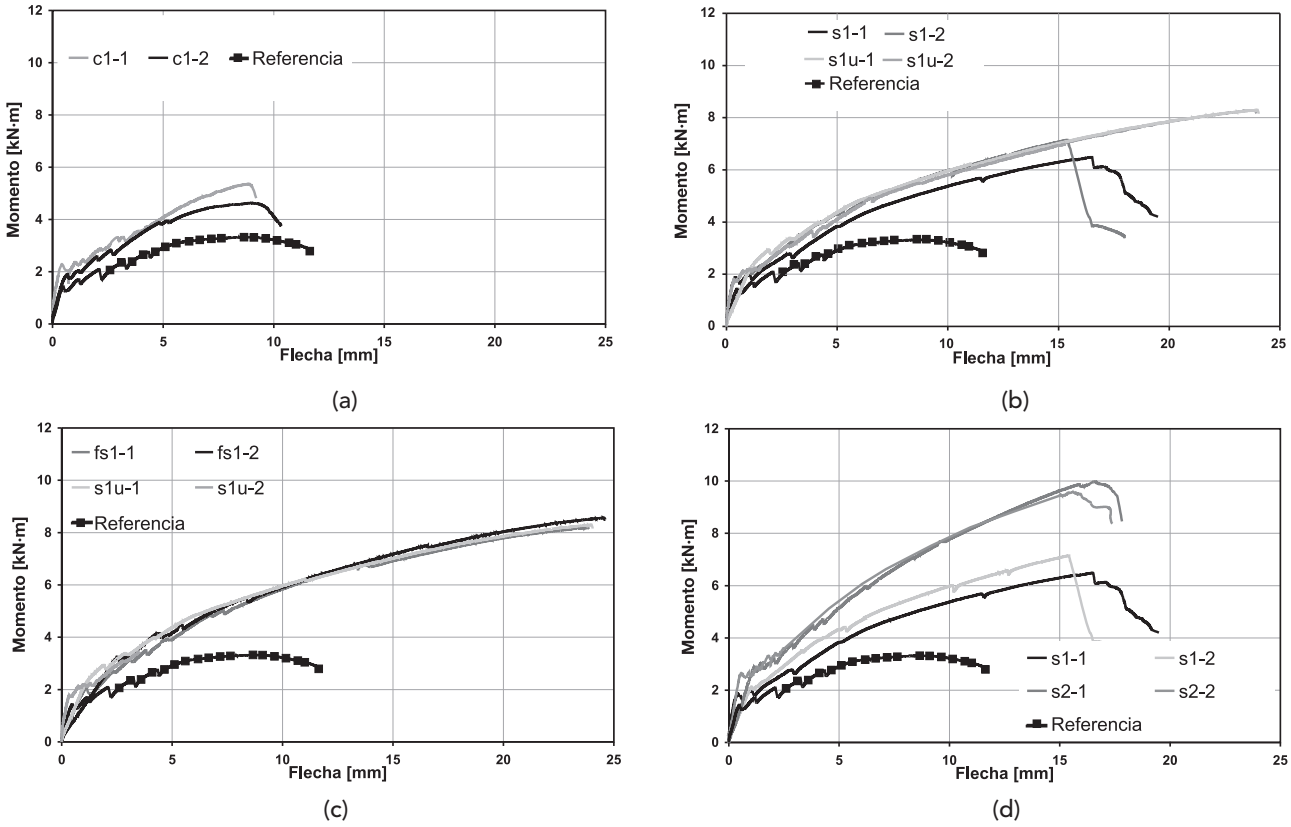


Figura 9. Relación momento-flecha para vigas escaladas a un tercio

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

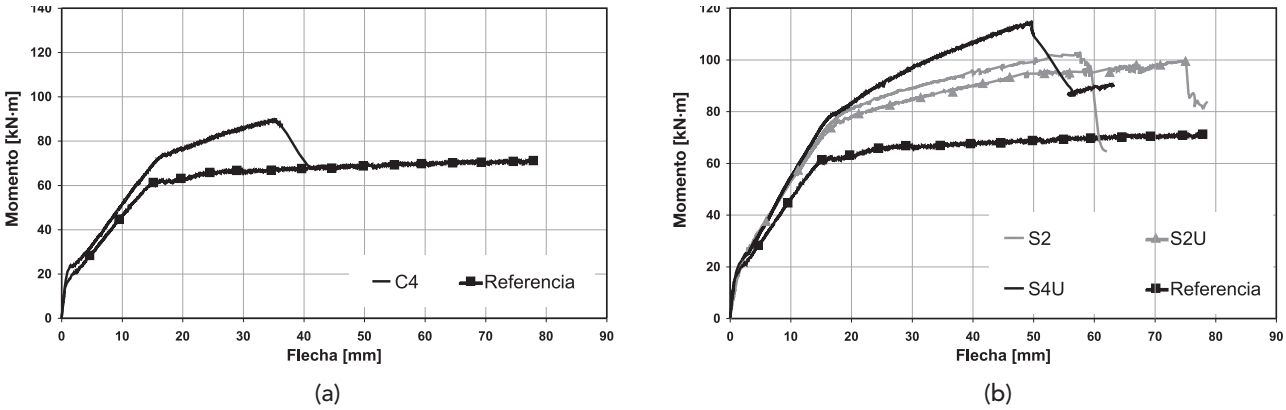


Figura 10. Relación momento-flecha para vigas de escala real

la fase elástica del acero. Después de que el acero alcance su punto de fluencia la rigidez general de la viga decrece, pero sin dejar de aumentar la capacidad portante con el aumento de la flecha. En el caso de las vigas reforzadas con tejido de alambre de acero se analiza el efecto de aumentar la cantidad de material de refuerzo. La rigidez de la viga, tanto en la segunda como en la tercera fase se incrementa ligeramente con la aplicación de una segunda capa, ver Figura 9.d.

La fragilidad del despegue prematuro se puede apreciar en la gráfica b de la Figura 9. Se produce una pérdida repentina de la capacidad portante de las muestras y su consiguiente rotura. Sin embargo, la aplicación de los anclajes en forma de U en ambos extremos no sólo evita el fallo sino que permite al material compuesto trabajar hasta rotura. De esta manera se aumenta el valor del momento máximo y la ductilidad de las vigas respecto a la serie sin anclar.

Otra importante observación es el resultado de substituir la matriz cementicia por resina epoxi. En la Figura 9.c se encuentran superpuestas las curvas de las muestras reforzadas con SRP con los resultados de la serie "s1u", es decir, las muestras donde el SRM termina rompiendo. Ambos grupos de curvas son prácticamente iguales, lo cual indica que la mejora mecánica aportada por ambos refuerzos es la misma.

Los resultados de las cinco vigas a escala real se incluyen en la Figura 10. Hasta el punto donde el acero alcanza su valor de fluencia (punto B de acuerdo al esquema representado en la Figura 8), los diagramas de las vigas sin y con refuerzo apenas muestran diferencia alguna. La elevada inercia de la sección de hormigón armado (500 × 150 mm) minimiza el efecto del refuerzo hasta que, al alcanzar el estadio plástico, las barras de acero aportan menos rigidez al conjunto. La pendiente de la tercera fase está relacionada con la rigidez del material de refuerzo.

El despegue prematuro del TRM y SRM es el fallo común para las vigas sin anclar. Para las muestras "S2U" y "S4U" se instalan anclajes en forma de U con el fin de mejorar el rendimiento de los refuerzos. El resultado de los anclajes es satisfactorio, sin embargo, no se alcanza, tal como ocurrió en las vigas pequeñas, la rotura del material compuesto debido a que no se llega a evitar el despegue prematuro del refuerzo, sino a retrasarlo. Los anclajes terminan cediendo a los elevados esfuerzos rasantes que les transmite el refuerzo a flexión.

5. ANÁLISIS NÚMERICO

El objetivo de este apartado es crear sencillas aplicaciones que permitan calcular el efecto del refuerzo ejecutado de forma sencilla, rápida y precisa.

5.1. Modelización del TRM

Para poder simular el TRM en aplicaciones analítico-numéricas es necesario modelizar el comportamiento del material compuesto. Gracias a los datos obtenidos experimentalmente es posible crear sencillos modelos matemáticos que reproduzcan fielmente el comportamiento observado, estos modelos son conocidos como ecuaciones constitutivas.

El modelo propuesto en este estudio se basa en tres fases, inicialmente lineales, que se adaptan al comportamiento explicado en el apartado 2 y detallado en la Figura 1. La primera parte es definida mediante la ley de mezclas. El módulo de Young del material compuesto en esta fase, E_{c1}, es función de la fracción volumétrica del tejido, V_f, la fracción volumétrica del mortero, V_m, y de los módulos de ambos componentes, fibras y mortero, E_f y E_m respectivamente.

$$E_{c1} = E_f V_f + E_m V_m \tag{1}$$

La Fase II, llamada de formación de fisuras es simplificada mediante una línea horizontal, es decir E_{c2}=0. Sabiendo que esta fase comienza cuando el mortero fisura por vez primera es fácil definir este punto siguiendo, de nuevo, la ley de mezclas. La tensión media de fisuración del TRM σ_{mc} es obtenido por medio de la Ecuación 2, donde el valor de resistencia a

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

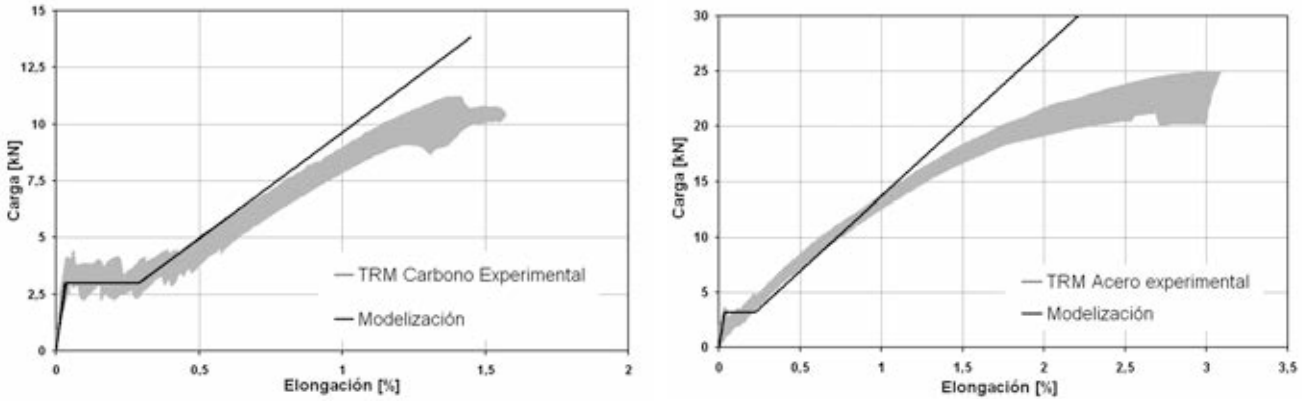


Figura 11. Comparación de la modelización frente a los resultados experimentales. Carbono a la izquierda y acero a la derecha

tracción del mortero, σ_{mu}, se obtiene experimentalmente en el apartado 3.2.

$$\sigma_{mc} = \frac{E_{c1}\sigma_{mu}}{E_m} \tag{2}$$

Para definir la tercera fase es necesario recurrir a una expresión de cálculo de ancho de fisuras en hormigón del Eurocódigo 2 Parte 1. Si se somete a tracción a un bloque de hormigón armado se produce un comportamiento similar al obtenido en las mismas condiciones por el TRM. Es por ello que se puede adaptar un modelo propuesto para calcular la anchura de las fisuras tal como se explica en [13]. De esta manera se puede definir el comportamiento de la Fase III gracias a la Ecuación 3.

$$\sigma = (\varepsilon - \varepsilon_{mu})E_f + k_t \frac{\sigma_{mu}}{V_f}(1 + \alpha_e V_f) \tag{3}$$

Donde:

k_t= factor dependiente de la duración de la carga, ajustado empíricamente a 0,2.

α_e= es el ratio E_f/E_m.

De esta forma, conociendo el valor de σ_{mu} se puede obtener la elongación del material compuesto al final de la segunda etapa ε_{mc}.

$$\varepsilon_{mc} = \frac{\sigma_{mc} - k_t \frac{\sigma_{mu}}{V_f}(1 + \alpha_e V_f)}{E_f} + \varepsilon_{mu} \tag{4}$$

Como elongación de rotura del material compuesto ε_{mu} se toma la obtenida experimentalmente, 1.37% para el carbono y 2.76% para el acero. Empleando las ecuaciones descritas se obtienen las simulaciones incluidas en la Figura 11. En ellas se muestran las curvas carga-deformación de las probetas ensayadas comprendiendo el área llena gris. La simulación, en negro, se superpone sobre los resultados experimentales permitiendo una fácil comparación.

En la Figura 11 se aprecian pequeñas diferencias a bajos niveles de deformación que pueden ser despreciadas. Sin embargo, en este tipo de refuerzos es muy importante controlar el modo de fallo, por lo que es muy importante que no se produzcan grandes discrepancias en el resto de la simulación. Asimismo, se puede observar cómo la recta que representa la Fase III en el modelo diverge progresivamente de área grisácea que comprende los resultados experimentales. En el caso del material compuesto reforzado con acero, esta diferencia es más que notable.

Con el fin de mejorar los resultados del modelo propuesto se introduce la aproximación de Richard y Abbot [14] expresada en la Ecuación 5 y representada gráficamente en la Figura 12. Con esta corrección, ampliamente empleada en la simulación del hormigón confinado, se pretende afinar el modelo en la zona de fallo considerando que en su fase cercana a rotura el material compuesto tiende a tener pendiente nula.

$$f_c = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + E_2\varepsilon_c \tag{5}$$

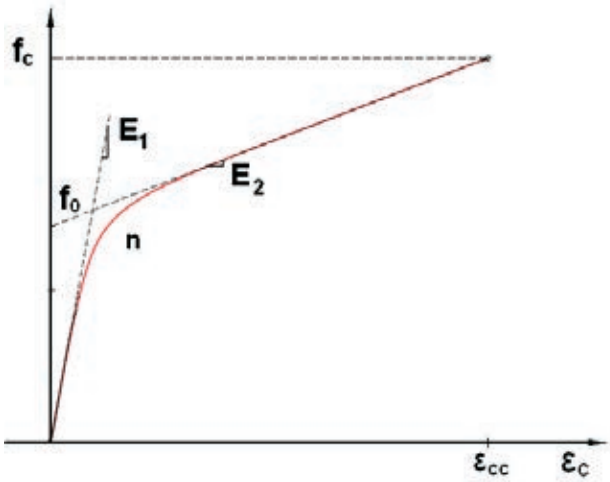
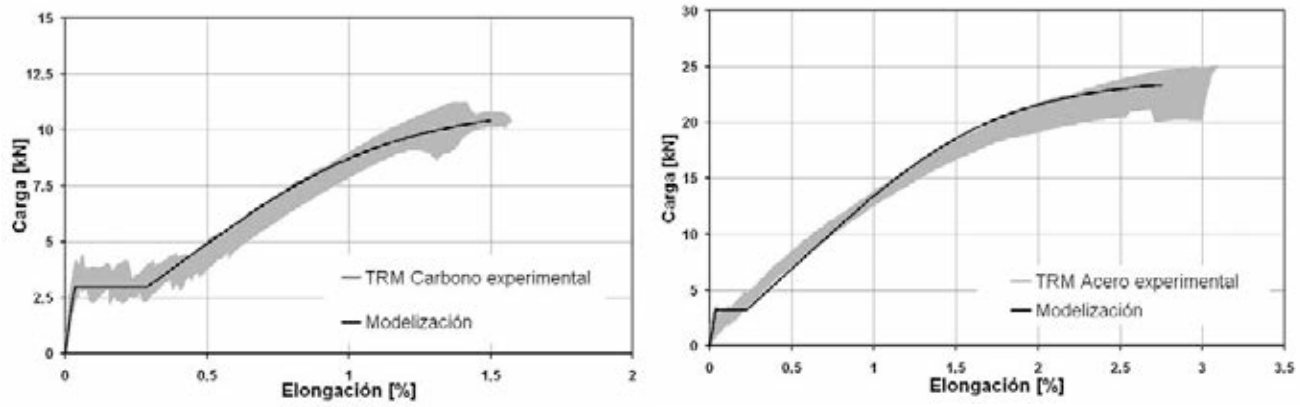


Figura 12. Corrección de Richard y Abbot

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



(a) (b)

Figura 13. Comparación final de la modelización frente a los resultados experimentales. Carbono a la izquierda y acero a la derecha

Las Ecuaciones 3 y 5 se entrelazan para formar una Ecuación 6 que se adapta mejor a los resultados experimentales. Para E_1 se adopta el módulo Young del tejido, E_f. Además se considera que la fase final de las curvas experimentales es asintótica con una línea imaginaria horizontal, es por ello que se fija E_2 con valor nulo. Por tanto, f_0, refleja la localización de esta línea paralela al eje x. Su valor se fija en la resistencia máxima que alcanza el TRM a tracción uniaxial en el ensayo experimental: 1.865 MPa para el carbono y 3.165 MPa para el acero. Finalmente, la Ecuación 6 queda establecida como:

$$\sigma = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{mu})E_f}{\left[1+\left(\frac{(\varepsilon-\varepsilon_{mu})E_f}{f_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + k_t \frac{\sigma_{mu}}{V_f}\left(1+\alpha_t V_f\right) \qquad (6)$$

Tras aplicar la corrección de Richard y Abbot se consigue una mejor correlación entre los resultados experimentales y el modelo propuesto tal como se aprecia en los gráficos incluidos en la Figura 13.

El modelo presentado en este apartado puede ser empleado como ecuación constitutiva del TRM de cara a aplicaciones analítico-numéricas, donde se analice o estudie el efecto de este material compuesto como elemento de refuerzo a flexión de elementos de hormigón armado. En el siguiente apartado se comprobará su eficacia mediante una sencilla aplicación numérica que simule el comportamiento de las vigas reforzadas en este estudio, tanto las pequeñas como las de escala real.

5.2. Modelo numérico de vigas de hormigón armado reforzadas a flexión

El desarrollo de modelos que permitan una simulación satisfactoria del comportamiento de elementos de hormigón armado es muy importante de cara al desarrollo y verificación de nuevas técnicas de refuerzo. De esta manera se pueden obtener numerosos resultados, a partir de ciertos parámetros, que requerirían el desarrollo de grandes campañas experimentales.

La aplicación de numerosos modelos numéricos ha sido y es una constante en la investigación de técnicas innovadoras de refuerzo: FRP [15] o SRP [16] entre otros. El modelo presentado en este estudio se ha desarrollado para facilitar el diseño y dimensionamiento de intervenciones frente a esfuerzos flectores con TRM. Sin embargo, puede ser empleado con otros materiales, como el FRP, siempre que se conozca su comportamiento (ecuación constitutiva), así como el comportamiento de la interfaz entre el substrato y el material compuesto

5.2.1. Bases del modelo

El modelo, desarrollado en el software Microsoft Excel, se basa en la discretización por niveles de la sección. El hormigón es dividido en 52 elementos rectangulares tal como se observa en la Figura 14. El acero y el TRM se asocian con el nivel en el que se encuentran ubicados. La ecuación constitutiva del hormigón a compresión es extraída del Eurocódigo 2 - Parte 1.1

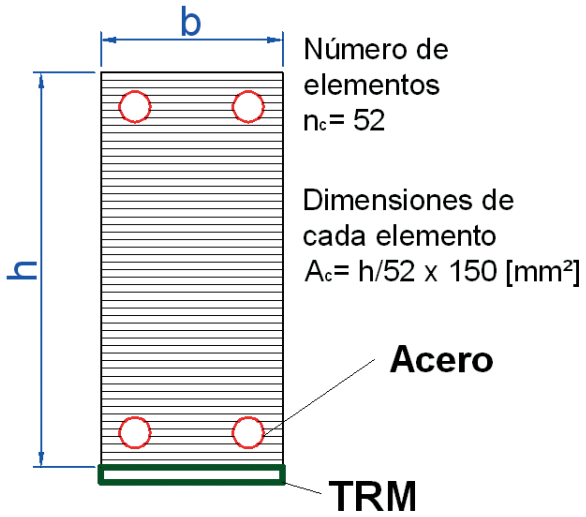


Figura 14. Discretización de la sección

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

[17] mientras que para el acero se considera al modelo de Park y Pauley [18] empleado habitualmente en este tipo de simulaciones. Para el TRM se emplea el modelo expuesto en el apartado 5.1.

Para un cierto nivel de deformación el modelo calcula, mediante un proceso iterativo, la deformación longitudinal para todos los niveles definidos y, por tanto, la carga relacionada con esa deformación (por medio de las ecuaciones constitutivas) que garantice el equilibrio de la sección.

Mediante el concepto de curvatura, φ, y partiendo de la deformación del nivel superior de la sección, ε_o, se puede obtener la deformación en todos los niveles discretizados mediante la Ecuación 7 y la Hipótesis de Bernoulli [19]. Por medio de las ecuaciones constitutivas, una vez que todas las deformaciones estén definidas, es posible determinar las correspondientes tensiones en los elementos que garanticen el equilibrio (Ecuaciones 8 y 9). De esta forma, finalmente, se obtiene el momento flector resultante.

$$\varepsilon^i = \varepsilon_0 + \phi \cdot y^i \tag{7}$$

Donde:

ε^i = deformación unitario del nivel estudiado.

ε_o = deformación unitario del nivel superior de la sección.

φ = curvatura de la sección.

y^i = altura del nivel estudiado.

$$N = \sum_{i=1}^{nc} f_c^i A_c^i + \sum_{i=1}^{ns} f_s^i A_s^i + \sum_{i=1}^{nf} f_f^i A_f^i \tag{8}$$

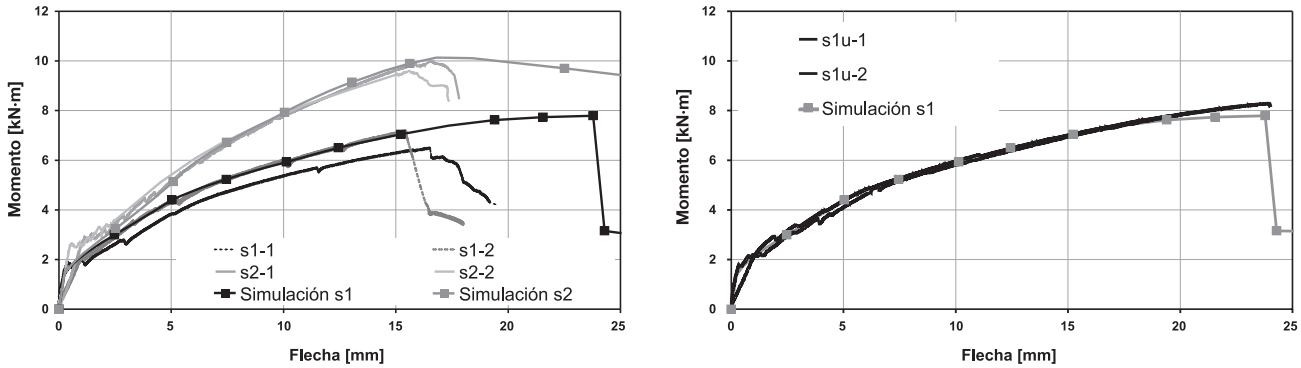
$$M = \sum_{i=1}^{nc} f_c^i A_c^i y_c^i + \sum_{i=1}^{ns} f_s^i A_s^i y_s^i + \sum_{i=1}^{nf} f_f^i A_f^i y_f^i \tag{9}$$

La flecha en el centro de vano es calculada de acuerdo a lo establecido en la Instrucción Española EHE-08 [20] basándose en el método de Branson [21]. Sin embargo este método queda invalidado para cálculos de flecha, toda vez que se alcance el límite del acero. Para simular esta parte importante del comportamiento de los elementos de hormigón armado a flexión, se realiza una interpretación de la teoría de la rótula plástica y se adapta a las vigas ensayadas tal y como se muestra en [13].

5.3. Resultados

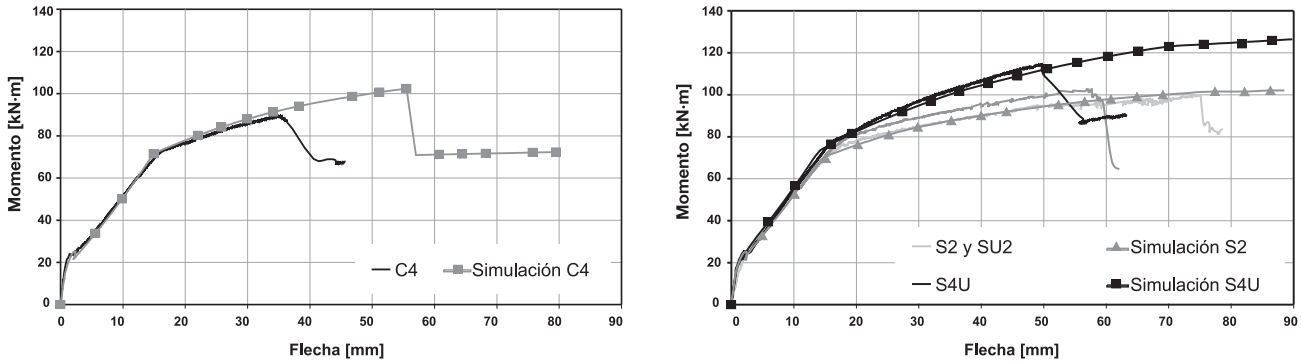
Los resultados de la simulación se muestran en las Figuras 15 y 16.

De los resultados expuestos en la Figura 15.a, donde se muestra la simulación de las series "s1" y "s2", se



(a) (b)

Figura 15. Simulación de vigas escaladas a un tercio reforzadas con una y dos capas de tejido de alambre de acero



(a) (b)

Figura 16. Simulación de vigas a escala real reforzadas con fibras de carbono (a) y alambre de acero (b)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

puede apreciar cómo el modelo realizar una correcta simulación de los resultados obtenidos experimentalmente. Sin embargo no es capaz de predecir el despegue prematuro del material compuesto reforzante. Para poder simular este modo de fallo es necesaria información referida al comportamiento de la interfase TRM-hormigón.

Sin embargo en la Figura 15.b, que compara la simulación de la serie "s1" con los datos experimentales de las vigas que emplearon los anclajes en U, serie "s1u", se observa que el modelo previene aproximadamente el punto de rotura del TRM.

El modelo numérico empleado en este estudio obtiene igualmente óptimos resultados en las vigas a escala real. El desprendimiento prematuro del material de refuerzo tampoco puede ser previsto. Es por ello necesario incidir en la necesidad de conocer esta problemática adecuadamente con el fin de incorporarla al modelo numérico y obtener, por tanto, una simulación correcta.

6. CONCLUSIONES

En el presente artículo se han expuesto los resultados obtenidos en el ensayo de 12 vigas escaladas a un tercio y 5 vigas a escala real donde el refuerzo frente a flexión mediante el empleo del TRM ha sido efectivo. El hormigón empleado para fabricar los elementos estudiados es de mala calidad con el fin de simular el comportamiento de estructuras antiguas que sufren patologías o que fueron ejecutadas incorrectamente. Bajo la acción de momentos flectores todas las vigas reforzadas han incrementado su capacidad portante y su deformabilidad. Asimismo, se han observado diferentes modos de fallo. El mecanismo de fallo relacionado con la pérdida de la acción reforzante debido a un despegue prematuro, no deseado, ha sido eficazmente contrarrestado mediante el uso de anclajes en forma de U. Este tipo de fallo es causado por la gran fuerza de rasante trasmitida en la interfase formada por el hormigón y el refuerzo.

Para evitar en la medida de lo posible el despegue prematuro es necesario optimizar el comportamiento del TRM. Como líneas a seguir para poder realizar este cometido destacar el uso de morteros modificados, geometrías de tejidos que logren una completa impregnación o recubrimientos de mechones que logren un comportamiento monolítico de las fibras.

El TRM ha sido correctamente modelizado mediante un modelo basado en el cálculo de fisuras incluido en el Eurocódigo 2. La sencillez del modelo permite su uso como ecuación constituyente en análisis numéricos que simulen su efecto como material de refuerzo. El estudio del TRM a tracción pura ha sido de gran valor a la hora de implementar el modelo propuesto.

El análisis numérico de las vigas reforzadas ha ofrecido unos resultados bastante aproximados. Sin embargo, éstos pueden mejorarse mediante una experimentación básica adicional donde el estudio más exhaustivo de los materiales permitiera la elaboración de coeficientes que permitan crear un método de cálculo partiendo de las propiedades de los materiales básicos que forman el TRM. Asimismo, es necesario profundizar el conocimiento de la interfase TRM-hormigón con el fin de prevenir el despegue prematuro del material de refuerzo.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer el apoyo dado a este proyecto por parte de Orion Reparaciones Estructurales y Bikain Morteros y Revocos. La contribución financiera de la Diputación Foral de Bizkaia (Proyecto Birgaitek, DFB-7/12/TK/2009/10), del Gobierno de España (Proyecto MIVES IV MICINN BIA2010-20789-C04-03) y de la Fundación Iñaki Goenaga por su programa de becas predoctorales es también reconocida.

BIBLIOGRAFÍA

[1] EUSTAT – Instituto Vasco de Estadística – Euskal Estadistika Erakundea. *Producto interior bruto y sus componentes por año. Oferta y demanda*. 2010 [Disponible en: www.eustat.es].

[2] TRIANTAFILLOU, T.; PAPANICOLAU, C. "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Members with Textile Reinforced Mortar (TRM) Jackets". *Materials and Structures*, 2005, vol. 39, p. 93-103.

[3] PELED, A.; BENTUR, A. "Fabric Structure and its Reinforcing Efficiency in Textile Reinforced Cement Composites". *Composites: Part A*, 34, 2003, p. 107-118.

[4] CUYPERS, H.; WASTIELS, J. "A Stochastic Cracking Theory for the Introduction of Matrix Multiple Cracking in Textile Reinforced Concrete under Tensile Loading". *Proceedings of the 1st International RILEM Symposium on Textile Reinforced Concrete.* RILEM Technical Committee 201-TRC. Aachen, Germany, 2006. p.193-202. ISBN: 2-912143-97-7

[5] HEGGER, J.; VOSS, S. "Investigations on the Bearing Behaviour and Application on Textile Reinforced Concrete". *Engineering Structures*, 2008, vol.30, p. 2050-2056.

[6] PAPANICOLAU, C.G.; PAPANTONIOU, I.C. "Mechanical Behaviour of Textile Reinforced Concrete (TRC) / Concrete Composite Elements". *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2009, vol. 8, nº1, p. 35-47.

[7] GARCÍA, D.; SAN-JOSÉ, J.T.; GARMENDIA, L; LARRINAGA, P. "Comparison Between Experimental Values and Standards on Natural Stone Masonry

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Mechanical Properties". *Construction and Building Materials,* 2011, vol.28, p. 444-449.

[8] GARMENDIA, L.; SAN-JOSÉ, J.T.; GARCIA, D.; LARRINAGA, P. "Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material". *Construction and Building Materials,* 2011, vol.25, p. 4374-4385.

[9] BOURNAS, D.; LONTOU, P.; PAPANICOLAU, C.G.; TRIANTAFILLOU, T.C. "Textile-Reinforced Mortar (TRM) versus FRP Confinement in Reinforced Concrete Columns". *ACI Structural Journal,* 2007, vol. 104, nº 6, p. 740-748.

[10] DI TOMMASO, A.; FOCACCI, F.; MANTEGAZZA, G.; GATTI, A. "FRCM versus FRP Composites to Strengthen RC Beams: a Comparative Analysis". *Proceedings of the 8th Fiber-Reinforced-Polymer Reinforcement to Concrete Structures, FRPRCS-8.* Patras, Greece. 2008, article 17-6, p. 636-637.

[11] BRAMESHUBER, W. *Textile Reinforce Concrete. State-of-the-art Report of RILEM, Technical Committee TC 201-TRC,* Ibac-RWTH. 292 p. Aachen, Germany: University, 2006. ISBN: 2-912143-99-03.

[12] HAÚßLER-COMBE, U.; HARTIG, J. "Bond and Failure Mechanism of Textile Reinforced Concrete (TRC) Under Uniaxial Tensile Loading. *Cement & Concrete Composites,* 2007, vol.29, p. 279-289.

[13] LARRINAGA, P. *Flexural Strengthening of Low Grade Concrete Through the Use of New Cement-Based Composite Materials.* Doctoral Thesis. Bilbao: Universidad del País Vasco, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2011, p. 275-289.

[14] RICHARD, R.M.; ABBOT, B.J. "Versatile Elastico-Plastic Stress-Strain Formula". *Journal of Engineering Mechanics, ASCE 101.* 1975, vol. 4, p. 511-515.

[15] TOUTANJI, H.; ZHAO, L.; ZHANG, Y. "Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Beams Externally Strengthened with CFRP Sheets Bonded with an Inorganic Matrix". *Engineering Structures,* 2006, vol. 28, p. 557-566.

[16] LÓPEZ, A.; GALATI, N.; ALKHRDAJI, T.; NANNI, A. "Strengthening of a Reinforced Concrete Bridge with Externally Bonded Steel Reinforced Polymer (SRP)". *Composites: Part B,* 2007, vol. 38, p. 429-436.

[17] EC2-1. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: Common Rules for Building and Civil Engineering Structures.* European Committee for Standardisation. 2004.

[18] PARK, R.; PAULAY, T. *Reinforced Concrete Structures.* ISBN: 0471508047. New York: John Wiley and Sons Ltd, 1975.

[19] JIMÉNEZ MONTOYA, P.; GARCÍA MESEGUER, A.; MORÁN, F. *Hormigón Armado. 14ª Edición Basada en la EHE.* Barcelona: Gustavo Gili, 2000. ISBN: 84-252-1825-X.

[20] EHE-08. *Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa y Armado.* Madrid: Boletín Oficial del Estado, 2008, nº 203, p. 23701-23717.

[21] BRANSON, D.E. *Deformation of Concrete Structures.* Ohio: McGraw-Hill, 1971.
ISBN: 9780070072404.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

A new method for rehabilitating caps on girder bridges. Application to La Jarosa Viaduct*

Luis Peset González[(1)], Juan Jesús Álvarez Andrés[(1)], Luis Sopeña Corvinos[(1)] and Jorge Aparicio García[(2)]

Received: 29-12-2011
Accepted: 26-09-2012

Summary

This article introduces a new method for enlarging and repairing pier caps on bridges developed by Dragados, a builder, and Ingeturarte, engineering consultants, for application to a specific case, the widening and repair of La Jarosa Viaduct in Madrid, Spain.

This double-T girder bridge has nine 36.50-m statically determinate spans and rectangular shaft, hammer head piers, whose caps support the girders. The original 12.55-m width was to be symmetrically enlarged to 15 m. In addition, de-icing salts had caused severe reinforcement corrosion in these members, with the concomitant structural deterioration.

The caps were consequently the object of both repair and enlargement. Enlargement entailed both increasing the cap length to form a ledge on which to rest the new girders that would support the widened deck, and enhancing cap bearing strength to accommodate the heavier loads. Although the caps exhibited visible corrosion damage, the concrete itself was in good condition. This was an essential consideration when planning bridge rehabilitation.

The conditioning factors involved inspired the design of what might be called a "suspended cap" system, described briefly below.

Instead of repairing, enlarging and strengthening the existing caps, which would have entailed very invasive action on a deteriorated structural member, new caps were built, one on each side of but separate from the original member. The new caps, which would receive the loads from the girders, were in turn suspended at mid-width, one at each end, from "suspended" girders. These latter members, built parallel to the bridge axis, rested at mid-span on the centre of the existing cap. In other words, the deck girders were to rest on the suspended caps, which would transmit the load to the suspended girders. These girders would rest on the existing cap, vertically over the pier shaft, i.e., not on the cantilevered areas. As a result, the existing cap would no longer carry bending forces (except its own self-weight, very small in comparison to the former load), but merely transfer vertical loads from the suspended girders to the shaft. Irrespective of the condition of its reinforcing steel, then, it would be perfectly able to resist the single remaining force, compressive stress.

With this method, nearly all the work could be performed regardless of deck traffic, which was interrupted on only a few brief occasions. Another substantial advantage was that the use of new members precluded the need for any complex strengthening or repair of deteriorated elements, and consequently any uncertainties about the safety of the repaired structure.

The article describes not only the specific intervention on La Jarosa viaduct, but other possible variations on the system, some of which were studied for this project, and the factors to be considered for their application. The decision on whether to use cast-in-place or precast concrete was analysed in depth for the La Jarosa viaduct and is discussed in this article.

The paper also addresses the action taken on the viaduct as a whole, which involved more than just the pier caps. The de-icing salts had affected not only these members, but also the deck slab, side girders and several of the inner girders. In all cases, the damage was so extensive that the members impacted had to be replaced. The slab was completely demolished and all the deteriorated girders replaced. Since the deck had to be widened, the new side girders were spaced farther apart than the original members to accommodate part of the greater width, although the deck was nonetheless allowed to cantilever on both sides. The bearing strength of the pier shafts, in turn, sufficed to carry the increased load resulting from the widened deck. All local corrosion damage identified was duly repaired. The foundation footings also had to be slightly enlarged and strengthened to bear the additional loads.

In conclusion, the "suspended cap" approach can be said to afford a number of advantages over conventional pier cap strengthening, widening and repair systems. These include minimum intervention in the damaged caps, full safety assurance given the use of new members, shorter construction times and a very minor impact on traffic. This article discusses not only the solution adopted for the La Jarosa viaduct, but other variations that could be used to adapt it both to similar and other circumstances, including multi-shaft caps, composite decks or even continuous concrete bridges.

* 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 7-30.

(1) DRAGADOS, S.A. (Madrid, Spain).
(2) INGETURARTE, S.L. (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jjalvareza@dragados.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Lengthening the Sant Gervasi Station platforms in Barcelona*

Josep María Roig Vilaseca[(1)] **and Javier Bespin Oliver**[(1)]

Received: 22-12-2011
Accepted: 11-05-2012

Summary

This article describes the structural solution adopted to lengthen the platforms in Sant Gervasi Station at Molina Square, Barcelona, a facility on the Vallés line that forms part of the Catalonian railway system. The existing platforms needed to be lengthened by 28 metres to accommodate four-car trains. The works were to be conducted without interrupting railway or surface road traffic at any time and without closing the station.

Structurally speaking, the station is a plain concrete vault with 3.5m thick haunches and a horizontal clearance of 11.9 m. Its two side platforms measure 2.6 m wide each. The tunnel on the east end of the station has a rectangular interior section with plain concrete vertical haunches 1.5 m thick that support a ribbed slab consisting of rectangular section, cast-in-place concrete beams 1.15 m deep. On the west end the section is a classic vault whose interior brick masonry arch served as the falsework for the plain concrete when the structure was initially built. Here the haunches are likewise 1.5 m thick.

The tunnel rests on Quaternary materials whose cyclically appearing carbonate-yellowish lime-red clay crusts are known as "tricyclic" deposits in Barcelona. The groundwater table is far below the tunnel.

The solution adopted to lengthen the platforms was conditioned by geometric (platform lengthening would entail demolishing the haunches) and construction (uninterrupted service requirement) determinants, as well as by the need to minimise the impact on buildings and service lines.

In light of these determinants, the platform extensions were designed to be only 1.5 m wide, which is much narrower than the width on new platforms but sufficient for a person with compromised mobility to detrain and manoeuvre.

The platforms were lengthened asymmetrically: the south side platform was extended on the east end of the station, while the north side was extended on the west end. Further to the solution devised for the north platform, before demolishing the existing haunch, a second haunch was built behind it. This involved excavating a vertical access shaft from which a gallery was excavated alongside the haunch extrados, lined with micropiles and steel braces and filled with concrete to form the new haunch. Structurally, the solution involved transferring the compressive load borne by the tunnel arch to the new haunch. The works lasted 12 months.

On the south side, since railway traffic in the station could not be interrupted and operations could not be conducted on the surface, construction had to take place inside the tunnel. The solution adopted consisted of replacing the plain concrete haunch with a concrete-clad steel structure resting on two rows of micropiles. The extra width gained thanks to the C-shaped cross-section of that structure sufficed to accommodate the platform. The former haunch was demolished sequentially by removing alternating cells measuring 1 m wide. These operations were performed at night.

Each segment was first cut through with a diamond wheel. After the cut was made, the haunch was demolished and the steel base was welded to the micropiles. The truss was subsequently set into place and secured to the lintel. After the structural work was completed, work began on the service lines and finishings.

An instrumental logging system was installed prior to initiating the works, with a three-fold aim: as prevention against third party injury and damage, protection for workers and the tunnel structure, and a tool to improve works monitoring and optimise construction and support procedures.

* 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 31-44.

(1) GPO Ingeniería, S.A. (Barcelona, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jmroig@gpo.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Enlargement of the "Casón del Buen Retiro"*

Antonio Guajardo Plaza[(1)], Purificación Bautiste Villanueva[(2)], Antonio Díaz Martín[(2)] and Juan Rodado López[(2)]

Received: 23-12-2011
Accepted: 20-04-2012

Summary

The latest works conducted on the "Casón del Buen Retiro" (a building in Madrid, Spain, initially designed to house royal balls, and one of the two remaining buildings of what was once the royal palace compound) constitute the most complex remodel of any performed since the mansion was reconstructed in the nineteenth century.

The remodel and enlargement project grew out of a 1997 joint decision adopted by Crown Heritage and the Prado Museum to use the building to exhibit nineteenth century collections. Much needed extra storage space was generated by building two basements underneath the entry level.

The artistic value of the building put enormous constraints on all the works. All movements and vibrations were strictly limited and a complex instrumental system was implemented to guarantee that the Luca Giordano frescos would remain intact. The paintings were restored while the enlargement works were underway.

The works were performed area by area and adaptations were made in accordance with the actual state of the structural members and construction constraints as they were encountered. The work phases and some of the solutions adopted are described below.

1) Preliminaries

Before excavation was begun, the above-grade structure was consolidated and strengthened. A number of trials were conducted in advance to determine the carrying capacity of the terrain and the condition of the brick masonry.

2) Micropiles and diaphragm wall

The perimetric diaphragm walls, designed to protect the building from damp, were built in alternating excavation cells according to standard practice.

All the foundations were deep, built with micropiles reinforced with steel tubing. Rotary bores were drilled to minimise vibration. The tubing was inserted two metres at a time, with the successive sections being screwed to one another. A cement grout fill was used throughout.

3) Provisional underpinning

Two types of underpinning were used depending on the condition of the bearing walls. Where deterioration was most severe, plate girders were positioned against the sides of the walls and rested on the micropiles. Concrete walls were joined between surfaces with prestressed bars.

The walls that were in better condition were rested on their base by means of a beam and micropile lattice. Bore holes were drilled successively in the base of the wall in a strictly controlled operation and filled with steel shapes and high strength mortar. These shapes were supported by longitudinal steel or concrete beams located at both sides of the wall and resting on the micropiles.

The Ricardo Velázquez Bosco façade was the object of a special procedure which differed from the above only in that was adjusted at the base with ties. All the operations in this area were monitored instrumentally.

4) Excavation and strengthening with micropiles

The excavation and strengthening stages were defined on the grounds of micropile stability.

As the soil was excavated from underneath them, the steel tubes were strengthened with T-beams formed by cutting I-beams at m id-section. Depending on the conditions prevailing, they were welded to the tubes or attached to them with steel flanges secured with high strength bolts.

The strengthening system was tested on full scale models. The experimental findings were very similar to the theoretical results: the members yielded before reaching the critical buckling load.

5) Construction and loading of the permanent structure

The provisional underpinning system used and the construction constraints determined the procedure for building the permanent reinforced concrete structure.

Whenever possible, to stabilise the structure as a whole, the upper storey slabs were totally or partially cast before initiating the excavation. Construction was generally conducted storey by storey, from bottom up.

The permanent structure was loaded gradually as each stage was completed and space was needed for other tasks. The provisional members were removed with utmost care and subject to instrumental control.

* 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 45-55.

(1) Civil Engineer (Madrid, Spain).
(2) Acciona Ingeniería (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: pbautist@acciona.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Replacement of the cymatia on the column capitals in the Boxwood Courtyard, Visual Arts Museum of Seville*

José Luis Martínez[(1)], Illán Paniagua[(1)] and Francisco González[(2)]

Received: 28-12-2011
Accepted: 05-06-2012

Summary

The building that houses the Visual Arts Museum of Seville, custodian of one of Spain's finest painting collections, has had an eventful history since it was finished in 1612. Designed by architect and military engineer Juan de Oviedo, the complex includes a church and three arcaded courtyards (Figure 1). The marble columns in one, the Boxwood Courtyard, are crowned with cymatia positioned between the capital and the arch springings (Figure 2).

Unlike the columns and walls, these cymatia are made of a soft sandstone of organic origin and variable properties known locally as palomera stone. Used traditionally in Andalusian architecture, it is vulnerable to general weathering.

Six of the cymatia in the courtyard were more or less decayed. Number 6 in particular (Figure 4) was fractured along two vertical planes. Judging from the existence of traces of measuring points and repair materials, the damage was not new. Emergency action was first taken to hoop the most severely damaged cymatium, confining it on the sides to prevent collapse. The next step was to replace the six visibly altered members.

The fact that five of the six cymatia replaced were located on the north side, the one most exposed to the heat of the sun, confirmed that the origin of the damage lay in the stone's low durability. Although the same stone was used to carve the new members as the originals, the new material was quarried from a different site, for the initial quarry was depleted. Stone variability imposed the need to choose the most suitable material (based on pore size and density, visible to the naked eye) on site at the quarry. Compressive strength, petrographic studies, water absorption and salt crystallisation weight loss trials were conducted (Table 1). The salt attack-induced weight loss in the sample finally selected was under 1%.

The third step comprised actively bracing (by applying force to) the arches adjacent to the columns to be repaired (Figure 5). The compressive stress on the cymatia was found to range from 160 to 205 kN. That uncertainty was a result of incomplete information on wall and structural floor geometry and materials (Figure 6). The existence or otherwise of window openings over the columns had little impact on column reactions, which were similar in the two cases. Wall panels were analysed in terms of the history of the loads applied and a parametric variation of the moduli of deformation for each material (Table 3 and Figure 7).

Two centring frames were built on wheeled load distribution plates for ready mobility (Figure 8). The six cymatia were replaced in six weeks. The structure was instrumented by the Spanish Centre for Public Works Studies and Experimentation (CEDEX) to measure forces and movements. The forces applied concurred closely with the predictions. The total force applied on each brace was 2.43 times the theoretical reaction in each column due to the partial unloading of the adjacent columns. Total vertical movements on the order of 2 mm were recorded, a value substantially greater than the estimated 0.2 mm.

Once each damaged cymatium was removed (Figure 9), it took approximately one hour to lay and plumb the new member. The jacks were mechanically blocked throughout this operation. An epoxy resin compatible with the materials involved, sandstone, marble and brick masonry, was used to lay the cymatia without lengthening the time the centring had to be kept in place.

With the exception of the most severely damaged member, all the original cymatia were removed intact and placed in the courtyard alongside the respective columns.

The authors wish to thank the CEDEX, the Spanish Ministry of Culture and the museum management for their support.

* 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 57-65.

(1) INES Ingenieros. (Madrid, Spain).
(2) Betazul. (Madrid, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jlmm@ines.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Special inspection of the cable-stayed footbridge at El Perelló*

David Ferreras Camarero[(1)], **Roberto Martí Martí**[(1)] **and Jaime Somalo Vilana**[(2)]

Received: 29-12-2011
Accepted: 31-08-2012

Summary

The steel cable-stayed footbridge at El Perelló connects the eponymous urban development in Sueca to the town of El Perellonet in the Spanish province of Valencia. It consists of a single steel pylon that supports a composite deck with seven pairs of ties. The pylon is secured to a point of fixity with four guylines. Its upper shaft towers 36 m over ground level and rests on two legs to form an upside-down Y. The deck is approximately 70 m long, with a 3m wide footway. Its 0.535m deep composite cross-section comprises a steel trough and a concrete compression slab 20 cm thick. The suspension cables consist of four 6inch wires and the guylines of twelve 6inch wires. In both cases, cement grout was injected into the sheaths and around the shackles.

The structure was completed in 2001. Several routine inspections and topographic surveys have since been conducted. While the surveys showed structural performance to be satisfactory, in the first two years after construction the inspections revealed corrosion throughout the footbridge. Given the extent of that corrosion, in 2010 the Coastal Authority commissioned TYPSA to conduct a special inspection to determine the scope of the damage and assess bridge safety. The commission also included an economic study of alternative remedial measures.

A standard work programme was designed: compilation of all the existing information to write up a history of the structure, monitoring to obtain information on its present condition, diagnosis of the existing pathologies and their origin, and a proposal for repair. A numerical model was also developed to serve as support for monitoring activities.

These activities consisted primarily of a visual inspection, a study of the steel elements and an assessment of the stress on the ties.

Specification sheets were drawn up as part of the visual inspection to inventory the extent of the corrosion damage. A borescope was used to inspect the inaccessible areas, while handholes were drilled to visualise the most critical spots, namely the points on the pylon and deck that appeared to be most damaged.

The study of the condition of the steel structure included the identification of possible material loss and magnetic particle inspection of the welds. A series of paint trials were also run, with a micrographic study of the coat thickness at several points on the structure. By way of conclusion, the loss of material was observed to be no greater than 24 mm and only in some very specific places and no cracks were found in the welds. The microscopic study showed that the footbridge was not evenly painted and the primer coat was missing in some places.

The stress state of the ties could not be determined directly because they are embedded in grout along their entire length. With this protection, their possible deterioration was of lesser concern than their structural effectiveness. Stress was assessed indirectly by analogy with a vibrating string. This method consists of regarding the tie as a stressed vibrating string in which the vibration frequency can be related to stress. The problem is then reduced to measuring the natural frequency of the cable, for which two techniques were deployed: MEMS accelerometers and an interferometric radar. The comparison of the experimental findings for the two technologies to the theoretical results yielded acceptable results, an indication that the global structural response is satisfactory.

The diagnosis found the structure to be in need of a complete repaint, due to the expiration of the service life of the existing paint and workmanship flaws which must be corrected. Globally speaking, the structure was observed to be sufficiently safe. A series of alternatives and their economic implications were studied, defining 2100 as the horizon year and taking the sensitivity of the calculations to the effective interest rate into consideration.

* 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 67-78.

(1) TYPSA, S.A. (Valencia, Spain).
(2) Demarcación de Costas de Valencia (Valencia, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: dferreras@typsa.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Flexural strengthening of low grade concrete with inorganic composites*

Pello Larrinaga Alonso[(1)], **José Tomás San-José**[(2)], **David García**[(1)] **and Leire Garmendia**[(1)]

Received: 27-12-2011
Accepted: 28-03-2012

Summary

Despite the high toll that the present financial crisis has taken on Spanish construction, this macroindustry continues to account for a considerable share of the country's gross domestic product. Nonetheless, present circumstances call for the pursuit of new or the empowerment of existing business niches to re-launch construction activity. One such area is remodelling. National policy aims to further this sub-industry, but it is still much less significant than on average in Europe. At the same time, the slow but progressive ageing of the Spanish building stock poses the need to remodel existing reinforced concrete structures. This need is particularly acute in structures built in the early twentieth century, when concrete first began to acquire importance. The combination of these two factors is driving research for innovative and inexpensive solutions.

Many methods are presently in place for strengthening reinforced concrete members. Build-up with reinforced concrete or the use of fibre-plastic composite materials are among the solutions favoured by engineers and designers. These tried and true methods entail a number of drawbacks in certain situations, however. Organic FRP (fibre reinforced polymer) materials came to market in the late twentieth century and in a short time made substantial inroads in an industry usually loyal to traditional solutions. Its strengths include high mechanical performance, lightness of weight, durability and ready application. Notwithstanding these advantages, however, under certain circumstances FRP may exhibit characteristics that make its use unadvisable. The major drawbacks to this material include the high price of its organic matrix, along with its low impact resistance, scant mechanical strength in damp or very warm conditions and its low fire rating. Moreover, its use is not recommended in low grade concretes (characteristic strength <17 MPa). Consequently, the replacement of an organic matrix with an inorganic base would mitigate some of the aforementioned problems. In these cases, the use of textiles instead of fibre sheets are used to favour the matrix-reinforcement interaction. This composite is known as textile reinforced mortar (TRM).

The studies conducted to date on TRM have focused primarily on the retrofitting of masonry members such as walls or stone arches. More recent research has studied its application to reinforced concrete in various scenarios, from rehabilitation (outer strengthening) to the design of precast members.

This paper describes a study focusing on flexural strengthening in lean concrete beams by applying TRM on the tensile surface. The beams tested were prepared with low quality concrete to simulate low grade concrete behaviour. Two types of TRM were tested: one with carbon fibre and the other with cold-drawn steel wire reinforcement. The former is widely used as internal reinforcement in FRP, while the use of the latter for structural strengthening is less common.

The research conducted here adopted a comprehensive approach to this solution for retrofitting concrete, i.e., TRM was studied at three levels. Firstly, all the materials involved were characterised, from the reinforced concrete (concrete and steel) to the constituents of TRM (mortar and textiles). The tensile strength of the strengthening material was subsequently studied by means of uniaxial tensile stress tests on TRM specimens. The experimental campaign also included testing on twelve large-scale (1:3) beams (spanning 1.35 metres) and five full-scale beams (spanning 4.2 metres).

Finally, numerical studies were performed to assess the effect of this strengthening solution. More specifically, a mathematical model was developed to simulate the behaviour of TRM under tensile stress and its validity was verified with an Excel numerical application.

The experimental results given in this paper show that TRM is effective in improving the bending strength of reinforced concrete beams. In addition, the effect of the composite material was satisfactorily simulated with simple numerical applications which will facilitate design in future strengthening operations.

* 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 79-93.

(1) Tecnalia (Bilbao, Spain).
(2) Universidad del País Vasco. Escuela Técnica Superior de Ingenieros (Bilbao, Spain).

Translation: Margaret Clark

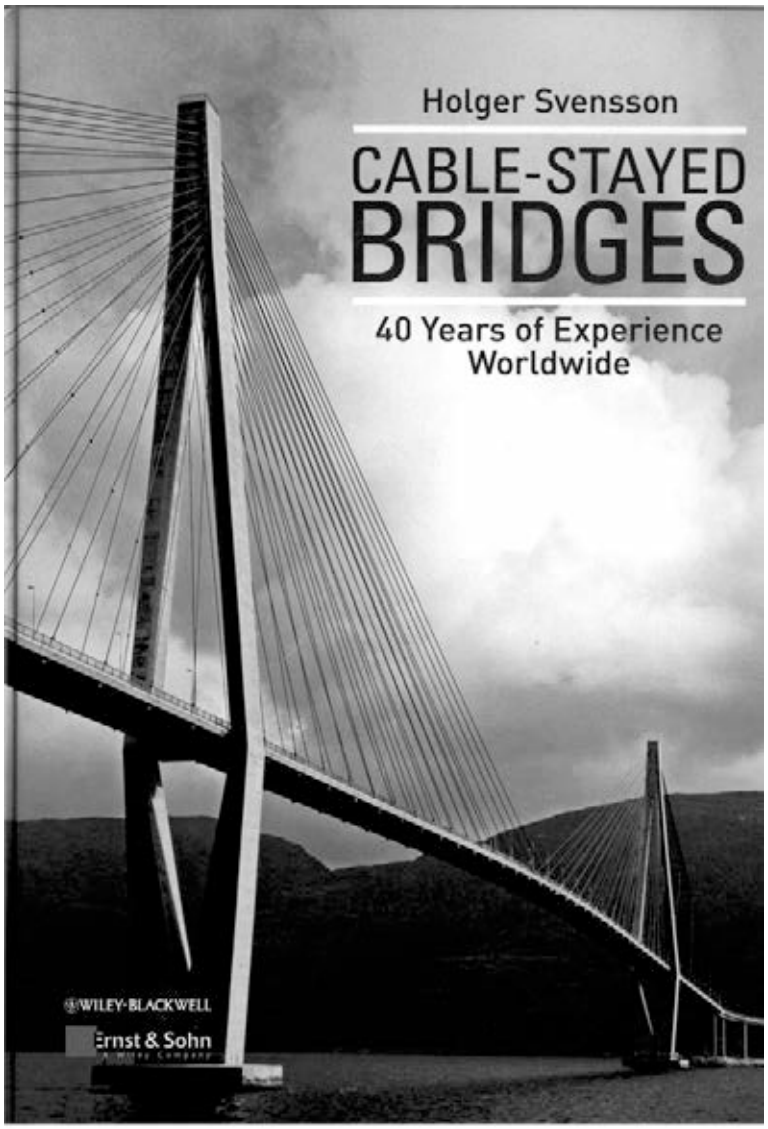
Corresponding author: pello.larrinaga@tecnalia.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CABLE STAYED BRIDGES

Autor: HOLGER SEVENSSON

Idioma: Inglés
Edita: Ernst & Sohn
Año: 2012
Páginas: 458
ISBN: 978-3-433-02992-3



El libro de Holger Svensson sobre puentes atirantados es un excelente compendio de lo que hoy se debe saber en cuanto a morfología y dimensionamiento de puentes atirantados reflejando los últimos diseños de puentes continuos, anclajes y tirantes.

El capítulo 1 desarrolla los principios fundamentales que gobiernan el comportamiento de los puentes atirantados, aclarando la influencia de las distintas variables que los configuran, relaciona altura de las torres, luz principal, modelo de elasticidad virtual de los tirantes, configuración del tablero, de los tirantes y un amplio estudio de las diversas morfologías de los puentes con esas características estéticas.

En el capítulo 2 se pasa revista a todos los puentes atirantados modernos, tanto de dos torres, como continuos de más de dos torres, pasarelas, etc. Una buena información para configurar cualquier nuevo puente.

En el capítulo 3 se estudian los tirantes, sillas, anclajes, la influencia del color de la vaina en la temperatura del tirante, etc. En la segunda parte de este capítulo se analizan los problemas dinámicos que sobre los cables produce el viento, incluyendo el aspecto de la lluvia en la inducción de vibraciones de "galoping", los problemas de resonancia y el efecto de las amortiguaciones exteriores e interiores, así como la colocación de los tirantes y su puesta en carga.

El capítulo 4 se refiere principalmente al cálculo general del puente, tanto estático como dinámico, sismicidad, ensayos en túnel de viento y protección de pilas contra choque de barcos.

En el capitulo 5 se habla de construcción de puentes atirantados, analizando la construcción en avance en voladizo, la rotación de puentes, etc., el ripado transversal así como la colocación de gatos para la operación y los problemas de estabilidad dinámica y los cálculos del puente durante su construcción.

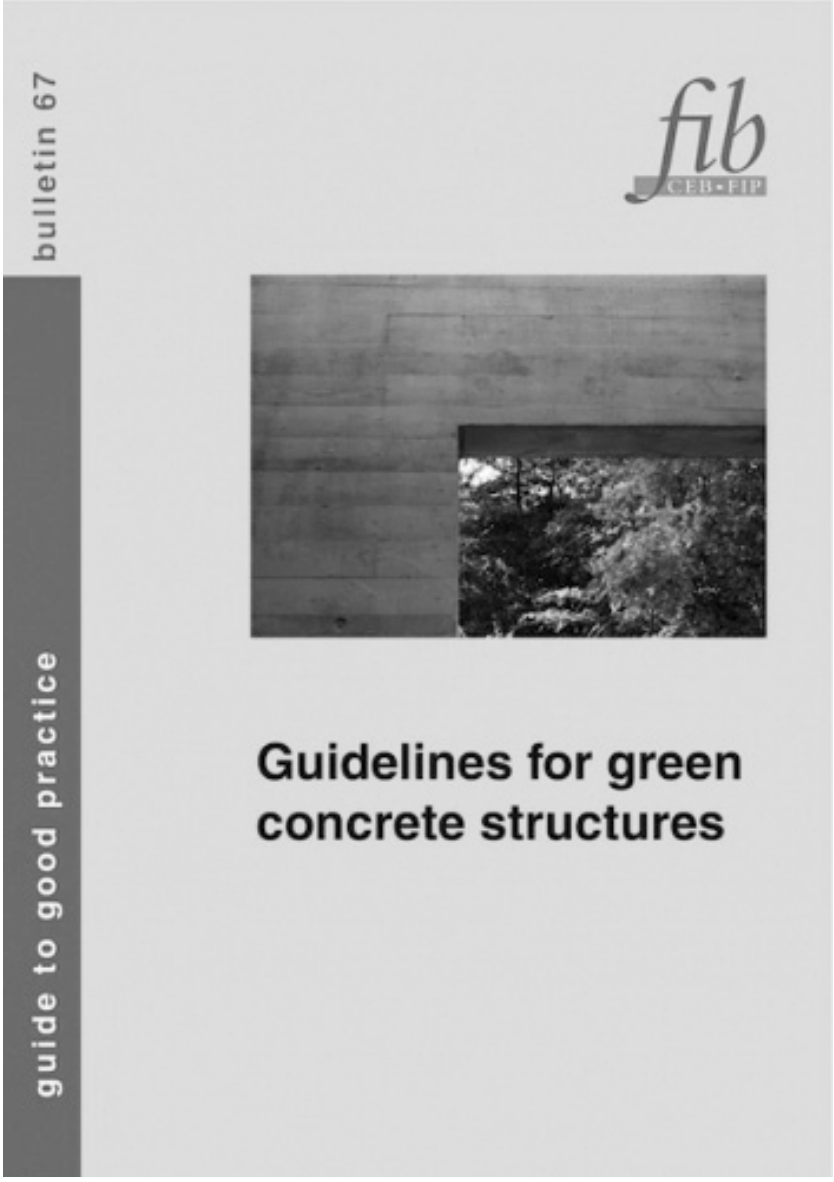
Finalmente en el capítulo 6 se eligen varios ejemplos de puentes: Pasco-Kennewick en USA, East Huntington en USA, Helgeland en Noruega, Stadosmund Crossing en Alemania, Baytown en Texas, USA, Normandía en Francia, Millau en Francia, Rion-Antition en Grecia. Se comenta finalmente un posible desarrollo futuro.

Es un libro excelente, necesario para todos aquellos que se dedican y quieren dedicarse a los puentes atirantados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

GUÍA PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN "VERDE"

Título: Guidelines for green concrete structures
Idioma: Inglés
Edita: fib (federation Internationale du béton)
Año: 2012
Páginas: 60



La Federación Internacional del Hormigón ha publicado este año una guía práctica sobre las alternativas que pueden adoptarse para reducir el impacto ambiental de las estructuras de hormigón a lo largo de todo su ciclo de vida.

Su objetivo es que los diversos agentes involucrados en el proceso (propiedad, usuarios, proyectistas y fabricantes de hormigón) dispongan de una serie de directrices y herramientas que les permitan implementar consideraciones "verdes" en sus estructuras de hormigón. La guía contiene herramientas prácticas, sugerencias y recomendaciones que puedan ser aplicadas total o parcialmente, en función de las limitaciones regionales existentes.

Una estructura de hormigón "verde" es aquella que se diseña, se construye y se utiliza de manera que el impacto que supone sobre el medioambiente a lo largo de su existencia se reduzca al mínimo. Para ello, es imprescindible la utilización de todas las ventajas medioambientales que puede presentar este material, como por ejemplo su resistencia, su durabilidad o sus propiedades térmicas, así como una obtención y utilización de sus materias primas constituyentes respetuosas con el medio ambiente.

Bajo este enfoque se orienta todo el contenido de la guía y se aplica a través de todas las fases del ciclo de vida, desde las etapas previas a la construcción hasta la demolición y posible reutilización de sus residuos.

A pesar de que el proceso de diseño de las estructuras de hormigón "verde" está sometido a una constante evolución del conocimiento, de la normativa, de la reglamentación y de las tecnologías disponibles en cada zona, es fundamental que exista una voluntad decidida en este sentido si se quieren obtener avances significativos. En determinadas zonas del mundo puede ser suficiente con un pequeño cambio de actitud, por ejemplo en relación a la optimización de la dosificación del hormigón en función del contenido de clínker del cemento, para obtener una sustancial disminución de las emisiones de CO_2 a un coste reducidísimo, mientras que en otras, mucho más avanzadas tecnológicamente, será necesario considerar de forma global la estructura para poder optimizar, por ejemplo, su comportamiento térmico y reducir el consumo de energía asociado a la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Aunque la guía incide fundamentalmente en las emisiones de CO_2 como indicador ambiental, pues representa el 55% del total de los gases de efecto invernadero, no olvida otros indicadores importantes como el N_2O, o el metano que representan, respectivamente, un 20% y un 4% sobre el efecto anterior.

Para facilitar la evaluación del impacto ambiental de las estructuras de hormigón, la guía proporciona una visión general de algunas tecnologías disponibles para la obtención de un hormigón "verde", así como indicaciones de cómo evaluar el impacto ambiental que supone la utilización de cada una de ellas, incluyéndose algunos ejemplos concretos.

La guía se estructura en cinco capítulos principales:

Elección de los parámetros ambientales

En este capítulo se dan indicaciones para identificar los parámetros ambientales básicos a tener en cuenta, clasificados de acuerdo a las siguientes categorías:

- Recursos naturales.
- Consumo de energía/efecto invernadero.
- Efectos medioambientales.
- Seguridad y salud.

Técnicas disponibles para la obtención de un hormigón "verde"

Entre ellas se describen las siguientes:

- Elección de materias primas.
- Optimización de la dosificación con relación al contenido de clínker.
- Métodos de fabricación.
- Reutilización de residuos procedentes de la demolición.
- Fase de construcción.
- Usos del hormigón.

Cómo contabilizar el efecto sobre el medio ambiente

Efectuar un cálculo de las emisiones de CO_2 asociadas a la construcción de un edificio puede ser una tarea muy complicada, debido a la diversidad de materiales que se utilizan en el mismo: metales, maderas, plásticos, pintura, vidrio, etc. Por ello, la guía se centra en los elementos estructurales en los que el hormigón es el componente principal, no incluyendo por tanto elementos como los solados, instalaciones o cerramientos, entre otros.

Para los elementos de hormigón se incluyen consideraciones sobre:

- El transporte.
- El uso de bases de datos de inventarios de ciclo de vida.
- Establecimiento de valores límite del sistema.
- El cálculo de las emisiones.
- Optimización de las estructuras en función de su comportamiento térmico y mecánico.
- Captura de CO_2 por procesos de carbonatación.

Datos de referencia

La guía proporciona una serie de datos correspondientes a la huella de carbono correspondientes a los materiales componentes del hormigón, su transporte, así como su fabricación en planta y en obra.

Ejemplos

Por último, se incluyen una serie de ejemplos concretos en los que se puede ver la influencia que tienen los distintos parámetros en el cálculo de la huella de carbono o en la evaluación del ciclo de vida de diversas estructuras de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

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

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias 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 de Otras Informacions. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

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

3. CONDICIONES GENERALES

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

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

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

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

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

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

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

   En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

   - Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4 Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

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

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

Para envíos por correo electrónico:
secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.
Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

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

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

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

5.3. Gráficos, figuras y fotos

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

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

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

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

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

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

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 82100-0 : 1996 y UNE 82103 : 1996..

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

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

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

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

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

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

5.8. Estructura general de las contribuciones

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

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

Título: El título deberá ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

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

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

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

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

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

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

a) Referencias a artículos publicados en revistas:

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

b) Referencias de libros:

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

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

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

El Comité de Redacción de Hormigón y Acero, en ejercicio de su labor de edición, podrá realizar modificaciones en la redacción final del texto para, sin cambiar el significado del mismo, adaptarlo al estilo gramatical y literario de la revista

7 . CESIÓN DE DERECHOS

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

8 . MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

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

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

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

9. SEPARATAS

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

HORMIGÓN Y ACERO
Instructions for authors

1. GENERAL

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

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the Other Informations section of the journal. Such papers may consist of comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on..

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

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

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

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

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

   This text must include the following:

   - Full name of the corresponding author.
   - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.

2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.

4 A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

For manuscripts submitted by post:
Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

For manuscripts submitted by e-mail:
secretaria_revista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

5.2. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

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

5.3. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text. **Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.**

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.

- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

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

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

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings wil be requested to replace them with analogous figures more appropiate 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

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 80000-1:2009.

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 "l" 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. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

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

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

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

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

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

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

a) Journal articles:

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

b) Books:

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

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

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

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

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

The *Hormigón y Acero* Editorial Board reserves the right to make editorial changes in the final wording of the articles published, without altering the meaning, to adapt the text to journal stylistic standards.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

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

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

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

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

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

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

9. REPRINTS

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Boletín de inscripción en ACHE

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

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

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

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso 3.

3. **Miembro Colectivo.** Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2.

4. **Miembro Personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro menor de 30 años**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

6 **Miembro menor de 26 años**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 26 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

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

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de:

☐ Menor de 26 años ..... (25 €)

☐ Menor de 30 años..... (45 €)

☐ Personal..... (95 €)

☐ Colectivo ..... (235 €)

☐ Protector ..... (410 €)

☐ Patrocinador ..... (820 €)

I.V.A. incluido

☐ Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:

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

Titular de la cuenta: .....

Entidad: ☐☐☐☐ **Oficina** ☐☐☐☐ **DC** ☐☐ **Núm.** ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

Firma (sello de la entidad para personas jurídicas)

HORMIGÓN y ACERO

SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

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

- **SUSCRIPCIÓN ANUAL (4 NÚMEROS):**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 95 €
  – Resto de países..... 123 €
  FORMATO DIGITAL ..... 85 €

IVA incluido

- **PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 28 €
  – Resto de países ..... 39 €
  FORMATO DIGITAL** ..... 25 €

PEDIDOS

Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
Avd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

FORMA DE PAGO:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030 4545 44 0000458271
  SWIFT/BIC CODE: ESPCESMM - IBAN NUMBER: ES84 0030 4545 4400 0045 8271

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

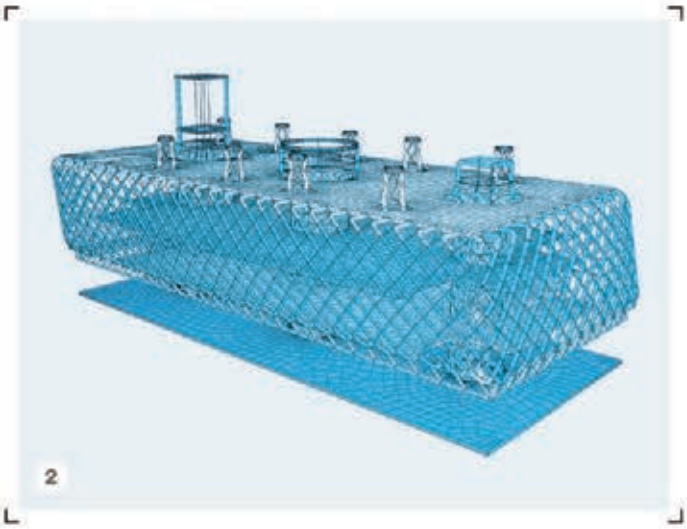
** Precio válido únicamente para números publicados en los dos últimos años. El resto de los números están disponibles gratuitamente en: www.e-ache.com/hya

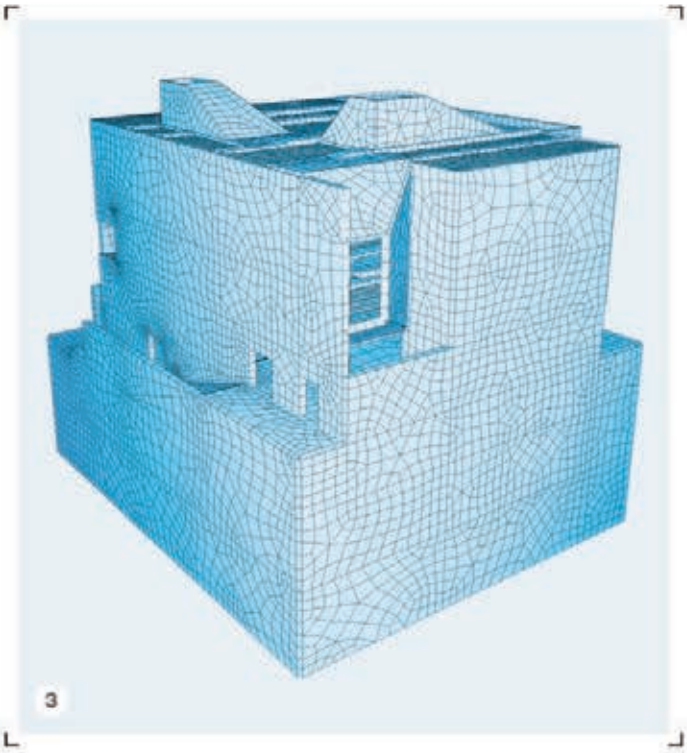
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

SOFiSTiK
FINITE ELEMENT SOFTWARE

Estructuras Singulares

1


2


3

1 Hospes Huerto del Emir Hotel, Murcia
2 Edificio CIEMAT N°10, Madrid
3 El Museo Canario, Las Palmas, Gran Canaria

Proyectadas por CALTER ingeniería

www.sofistik.es
sofistik@calter.es

CALTER Ingeniería
www.calter.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

7 | **Un nuevo método de rehabilitación y ampliación de dinteles en puentes de vigas. Aplicación al viaducto de La Jarosa**
A new method for rehabilitating caps on girder bridges. Application to La Jarosa Viaduct
Luis Peset González, Juan Jesús Álvarez Andrés, Luis Sopeña Corvinos y Jorge Aparicio García

31 | **Prolongación de andenes de la estación de Sant Gervasi (Barcelona)**
Lengthening the Sant Gervasi Station platforms in Barcelona
Josep Maria Roig Vilaseca y Javier Bespín Oliver

45 | **Obras de ampliación del Casón del Buen Retiro**
Enlargement of the "Casón del Buen Retiro"
Antonio Guajardo Plaza, Purificación Bautiste Villanueva, Antonio Díaz Martín y Juan Rodado López

57 | **Sustitución de cimacios sobre los capiteles de las columnas del patio de los bojes del Museo de Bellas Artes de Sevilla**
Replacement of the cymatia on the column capitals in the Boxwood Courtyard, Visual Arts Museum of Seville
José Luis Martínez, Illán Paniagua y Francisco González

67 | **Inspección especial de la pasarela atirantada de El Perelló**
Special inspection of the cable-stayed footbridge at El Perelló
David Ferreras Camarero, Roberto Martí Martí y Jaime Somalo Vilana

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

79 | **Refuerzo a flexión de hormigón de bajas prestaciones mediante materiales compuestos de matriz inorgánica**
Flexural strengthening of low grade concrete with inorganic composites
Pello Larrinaga Alonso, José Tomás San-José, David García y Leire Garmendia

SUMMARIES

94 | *A new method for rehabilitating caps on girder bridges. Application to La Jarosa Viaduct*
Luis Peset González, Juan Jesús Álvarez Andrés, Luis Sopeña Corvinos and Jorge Aparicio García

95 | *Lengthening the Sant Gervasi Station platforms in Barcelona*
Josep Maria Roig Vilaseca and Javier Bespín Oliver

96 | *Enlargement of the "Casón del Buen Retiro"*
Antonio Guajardo Plaza, Purificación Bautiste Villanueva, Antonio Díaz Martín and Juan Rodado López

97 | *Replacement of the cymatia on the column capitals in the Boxwood Courtyard, Visual Arts Museum of Seville*
José Luis Martínez, Illán Paniagua and Francisco González

98 | *Special inspection of the cable-stayed footbridge at El Perelló*
David Ferreras Camarero, Roberto Martí Martí and Jaime Somalo Vilana

99 | **Flexural strengthening of low grade concrete with inorganic composites**
Pello Larrinaga Alonso, José Tomás San-José, David García and Leire Garmendia,

OTRAS INFORMACIONES

Reseñas bibliográficas

100 | **Cable stayed bridges** (Holger Sevensson)

101 | **Guía para las estructuras de hormigón "verde"** (FIB)

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | octubre - diciembre 2012 | Volumen 63 - nº 266
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025