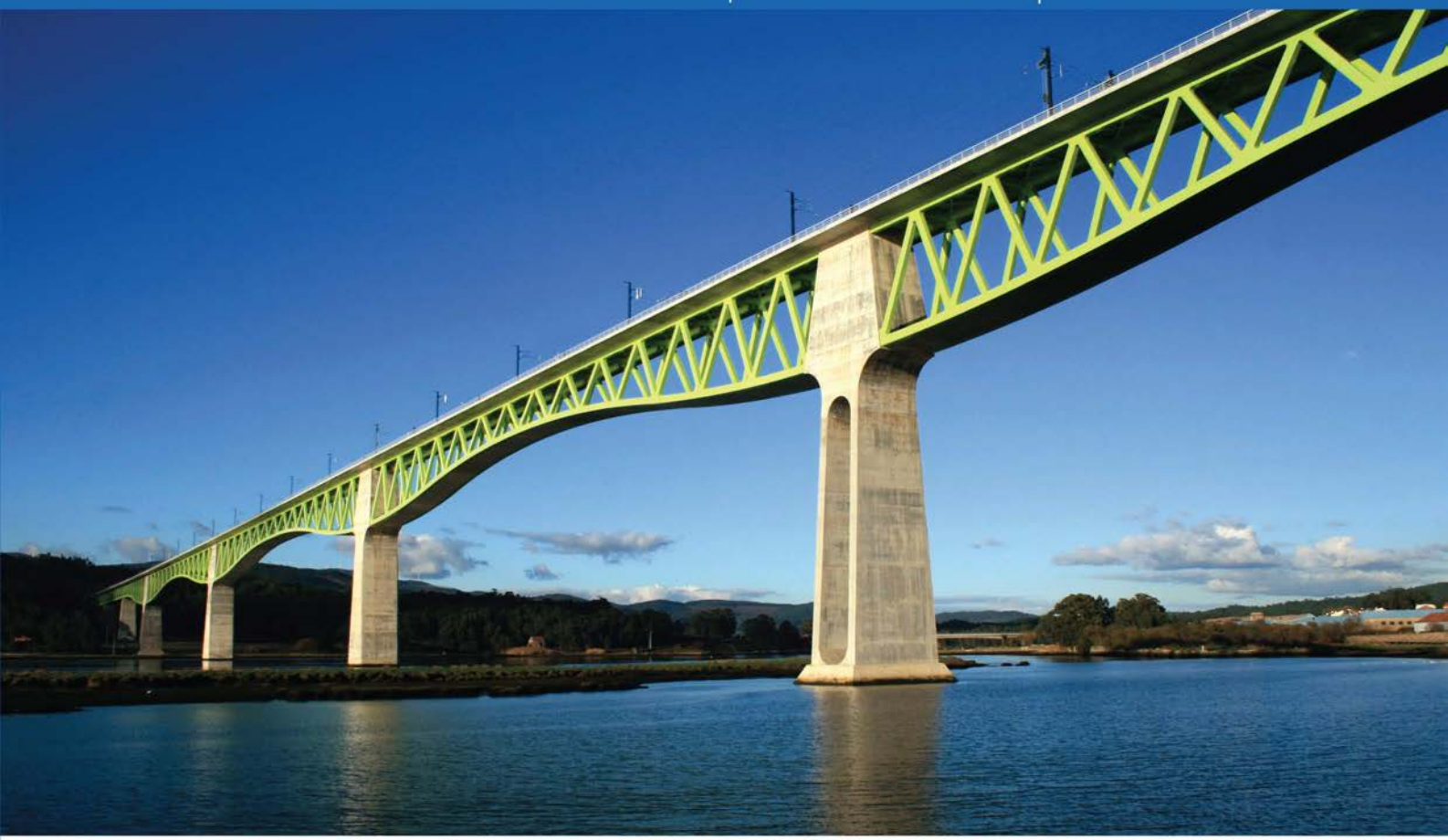
ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Septiembre-Diciembre 2015 | volumen 66 - número 277



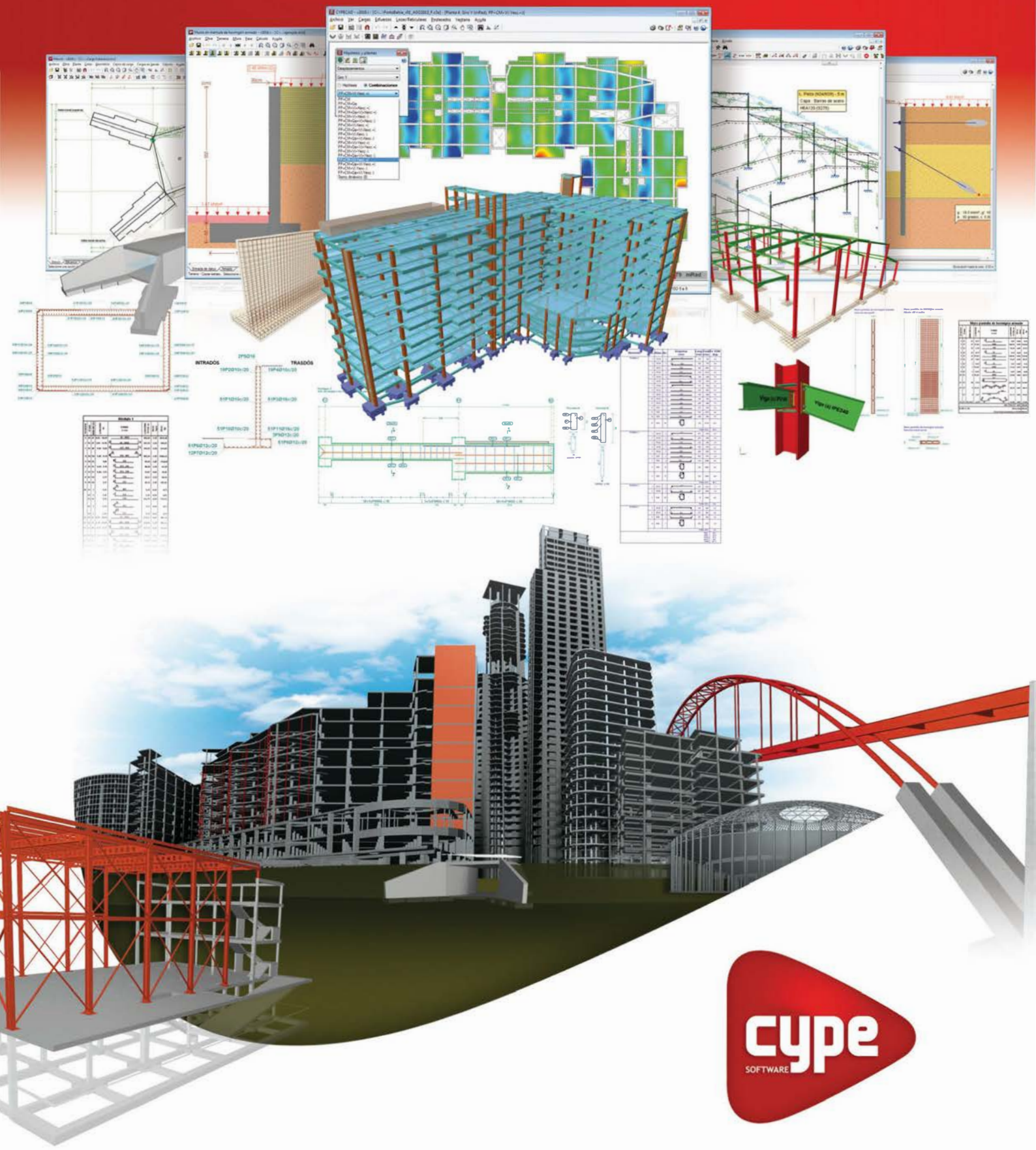
ELSEVIER

www.elsevierciencia.com/hya

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Viaducto del río Ulla | Galicia

Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción



CYPE Ingenieros, S.A. · Avda. Eusebio Sempere, 5 · 03003 ALICANTE · SPAIN
Tel. (+34) 965 922 550 · Fax (+34) 965 124 950 · cype@cype.com

www.cype.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Foto de portada: Viaducto del río Ulla | Galicia

HORMIGÓN y ACERO

Septiembre - Diciembre 2015 | volumen 66 – número 277

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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:

Jorge Aparicio García (Ingeturarte, Madrid)
Ángel Arteaga Iriarte (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Ángel Castillo Talavera (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Antoni Cladera Bohigas (Universidad de las Islas Baleares, Palma)
David Fernández Montes (Ets Ingeniería Civil - UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
Pedro Miguel Sosa (Etsi Caminos - UPV, Valencia)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)*
Bernardo Perepérez Ventura (Ets de Arquitectura - UPV, Valencia)
Alejandro Pérez Caldentey (Fhecor, Madrid)
Carlos Pozo Moya (Ginprosa Ingeniería, Madrid)
Gonzalo Ruiz López (Etsi Caminos - UCLM, Ciudad Real)
Álvaro Serrano Corral (MC2 Estudio de Ingeniería, Madrid)
Carlos Villagrá Fernández (Instituto E. Torroja - CSIC, 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 (Instituto E. Torroja - 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 (Ets de arquitectura, UPM, 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

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 - ScienceDirect - Pascal

ACHE

Etsi Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - www.e-ache.com

© 2015 ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

Todos los derechos reservados. El contenido de la presente publicación no puede ser reproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de recuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la previa autorización por escrito del titular de los derechos de explotación de la misma.

ELSEVIER España, a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales.

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede ser realizada con la autorización de sus titulares, salvo excepción prevista por la ley. Diríjase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra.

Ni Elsevier ni la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material.

Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.

ELSEVIER

Avda. Josep Tarradellas, 20-30, 1.º
08029 Barcelona (España)

Zurbano, 76, 4º Izq.
28010 Madrid (España)

ISSN 0439-5689
Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.elsevierciencia.com/hya

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

Protección de datos: Elsevier España, S.L.U. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente
Elsevier España, S.L.U. Travesera de Gracia, 17-21, 08021 Barcelona (España)
Teléfono: 902888740
Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Depósito legal: B-8709-2014

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

septiembre-diciembre 2015 | volumen 66 - número 277
september-december 2015 | volume 66 - number 277

SUMARIO | CONTENTS

Originales

El viaducto del río Ulla en el Eje Atlántico de Alta Velocidad: una celosía mixta récord del mundo
Viaduct over Ulla River in the Atlantic High Speed Railway Line: A composite (steel-concrete) truss world record
Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Rubén A. Estévez Sánchez 165

Edificio Caixa Forum en Zaragoza
Caixa Forum building in Zaragoza
Robert Brufau Niubó, Clara Bretón Brat, Fabiola Pierantoni Silva, Darío Guillén Angulo 191

Introducción de errores aleatorios en el proceso de instalación de los cables en los puentes atirantados
Introduction of random errors in the cable installation process in cable-stayed bridges
Luis Carrillo Alonso, Miguel Ángel Astiz Suárez 203

Efecto de las cargas cíclicas sobre la adherencia hormigón-acero en hormigones sumergidos
Effect of cyclic loading on concrete-steel bond in underwater concrete
Héctor Bernardo Gutiérrez, Miguel Ángel Vicente Cabrera, Dorys González Cabrera, Juan Fernando Martínez Díaz 225

Eurocódigos Estructurales

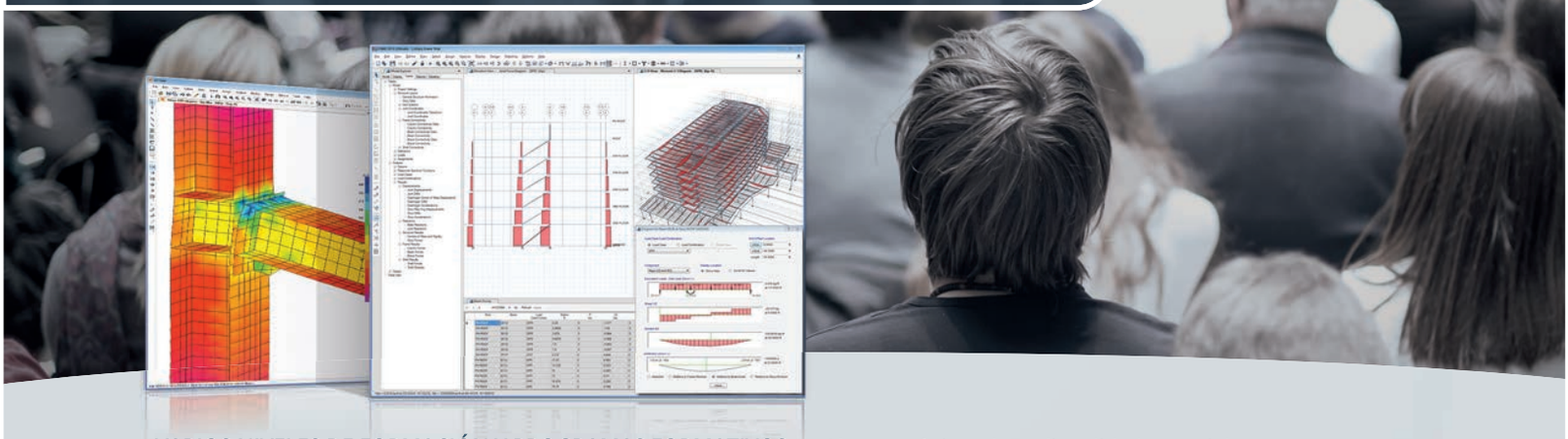
Ejemplo 6: Cortante en muro de frente de estribo sin armadura 237

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid.
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

FORMACIÓN EN MODELADO Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

UN ESPACIO FORMATIVO PARA INGENIERÍA, MODELADO, DISCUSIÓN DE TEMAS AVANZADOS Y SU APLICABILIDAD PRÁCTICA



VARIOS NIVELES DE FORMACIÓN Y PROGRAMAS FORMATIVOS

- Enfoque sistemático de las funcionalidades de los programas
- Problemas de ingeniería con niveles de dificultad inicial a avanzado
- Enfoque de varias tipologías de estructuras y procesos de comprobación
- Formaciones con temarios diseñados a medida de las necesidades de las empresas
- Elementos formativos disponibles en formato digital, incluyendo los modelos de los cursos en las varias fases de su construcción
- Formación en SAP2000, ETABS, SAFE, CSiBridge y XLSection (herramienta gratuita). Formación en programación a través del API de SAP2000 y Excel

EJEMPLOS DE TEMAS FORMATIVOS

BIM y modelado de edificios

- Modelado de diversas tipologías de losas a través de elementos shell
- Análisis por espectro de respuesta y fuerzas laterales de viento y sismo
- Modelado rápido y comprobación de cimentaciones de geometría compleja
- Modelado rápido con interoperabilidad IFC, Revit, DXF y DWG
- Dimensionamiento estructural de edificios y detalle

Puentes

- Modelado de puentes por voladizos sucesivos, puentes atirantados, puentes colgantes y otros
- Introducción de datos y modelado paramétrico de puentes
- Pos-procesamiento y dimensionamiento de puentes

Algunos tópicos de no linealidad material

- Análisis pushover y visión detallada de las rótulas plásticas
- Ejemplos de la aplicabilidad de elementos Nlink para simulación de la fricción, amortiguación, contacto y rigidez multi-linear o plástica entre nudos
- Comportamiento no lineal de pilotes. Uplift de zapatas
- Redistribución de esfuerzos en losas planas y régimen fisurado
- Comportamiento fisurado de pilares y vigas de hormigón armado
- Estimación del ancho de fisuras a través en elementos shell mixtos

Algunos tópicos de no linealidad geométrica

- P-delta en barras, shell y sólidos
- Estimaciones lineales de pandeo obtenidas de análisis no lineales anteriores
- Imperfecciones geométricas y modificación inicial de la geometría
- Análisis no lineal de inestabilidad. Ejemplos de snap through
- Análisis time history quasi-static para progresión más estable de análisis no lineales en situaciones de pos-pandeo

Otros tópicos avanzados

- Optimización estructural de acuerdo con esfuerzos y desplazamientos objetivos
- Secuencia constructiva y efectos reológicos como fluencia y retracción
- Análisis footfall a través de la integración en el tiempo y superposición modal
- Obtención de acelerogramas basados en espectros de respuesta
- Modelado de poleas de desvío

COLABORACIÓN UNIVERSITARIA

Con las competencias y experiencia adquiridas a lo largo de los años, hemos desarrollado colaboraciones en diversos dominios, es decir:

- Participación y apoyo en tesis universitarias
- Premios para las mejores tesis
- Proporcionando licencias universitarias y formación para alumnos y profesores

Estamos determinados en colaborar con profesores, alumnos e instituciones para mejorar la enseñanza, formación y preparación en el área de la ingeniería

CONSULTORÍA

Cuando la formación no es suficiente para resolver determinados proyectos singulares, prestamos apoyo y consultoría en diversas áreas:

- Desarrollo de software de pre y pos procesamiento a medida
- Apoyo en proyectos menos convencionales, donde sea necesario conocimientos teóricos y prácticos en dominios muy específicos y generalmente más complejos
- Apoyo integrado a lo largo del desarrollo de proyectos, en el ámbito de la utilización de herramientas de software de forma más eficiente

Cofinanciado por:

CENTRO 2020 · PORTUGAL 2020 · UNIÃO EUROPEIA Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional

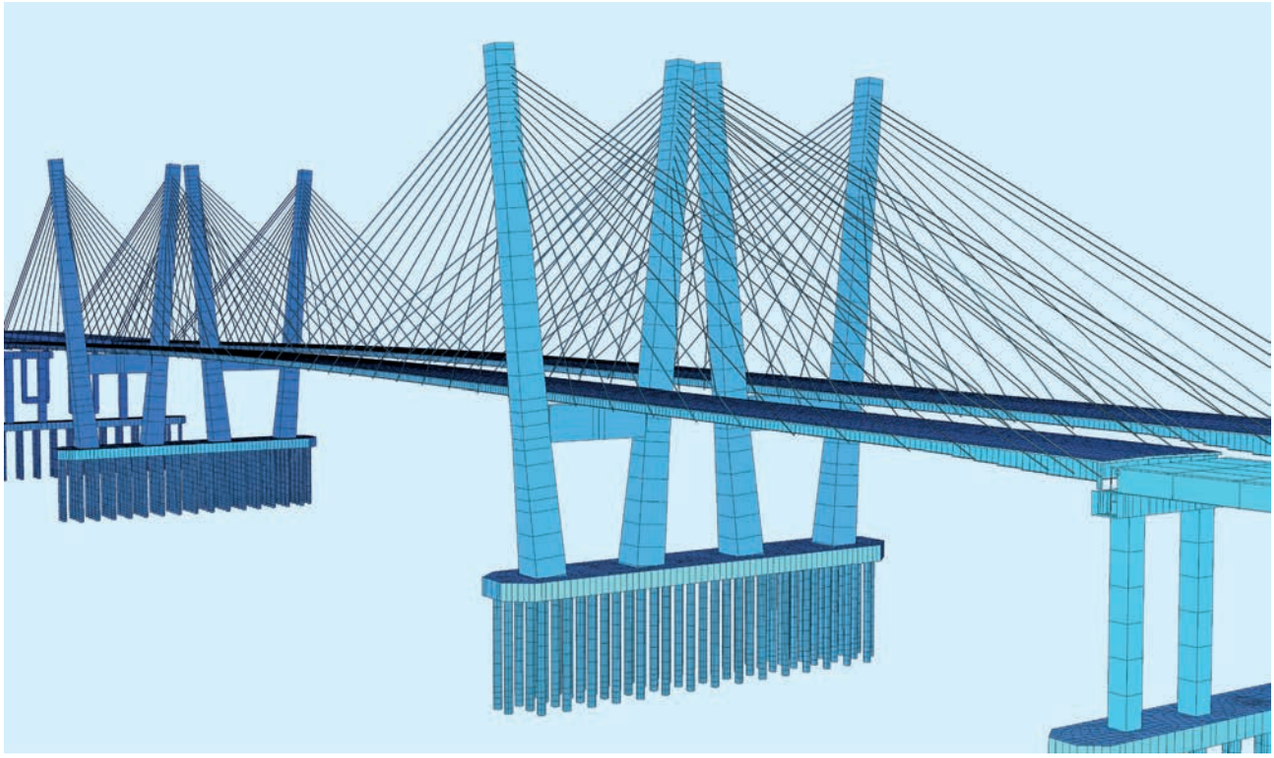
CSI SPAIN • +34 669 725 257 • +351 211 957 023
general@csiespana.com • ventas@csiespana.com
www.csiespana.com

CSi COMPUTERS & STRUCTURES, INC SPAIN

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

SOFiSTiK

Proyecto de Puentes



Nuevo Puente en New York (Tappan Zee), Vano Principal

Propiedad: New York State Thruway Authority · **Constructora:** Tappan Zee Constructors, LLC
Proyectista del vano principal: COWI North America · **Supervisión independiente:** Leonhardt, Andrä und Partner · **Proyectista principal:** HDR

CALTER Ingeniería

www.sofistik.es
sofistik@calter.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

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)

SMARTER, SAFER, STRONGER
ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo, km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)

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

C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici Til·lers
08034 - BARCELONA

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

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

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

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

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)

RÚBRICA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.L.
Avda. Hermanos Bou, 246
12003 CASTELLÓN

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

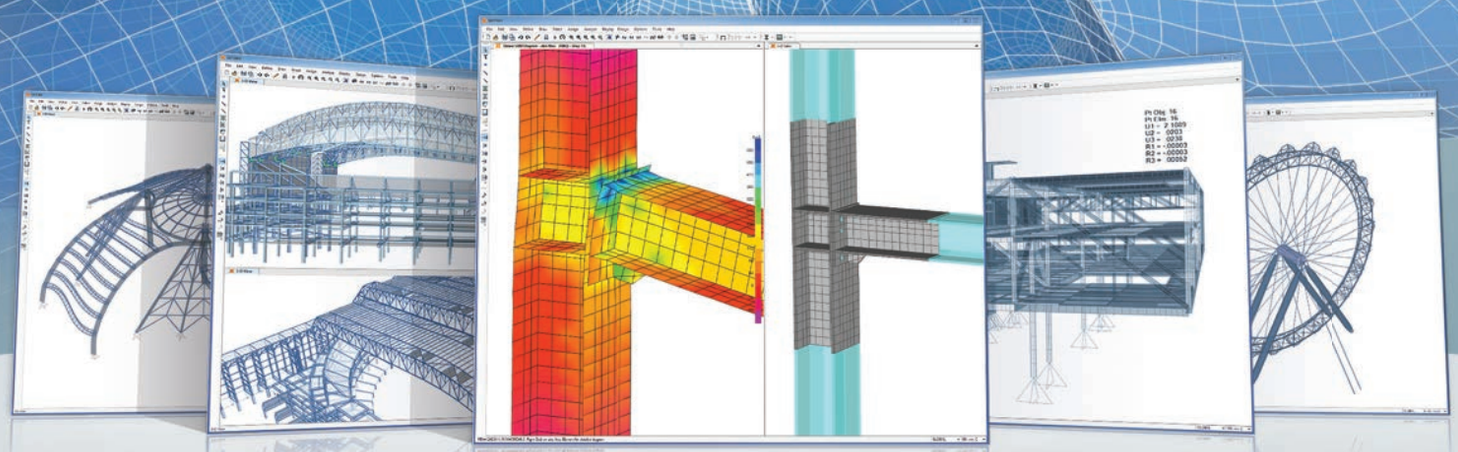
Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha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

ANEFHOP
armatek SISTEMA CONSTRUCTIVO
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.
AEFACER ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE ARMADURAS PARA HORMIGÓN
BASF We create chemistry
BIS structures
CALTER Ingeniería
COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
eptisa
ESTEYCO
ferrovial agroman
FH INGENIEROS FERNANDEZ Y HERNANDEZ INGENIEROS, S.L.L.
FORMIGONS GIRONA, S.A.
FREYSSINET SUSTAINABLE TECHNOLOGY
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
GRACE
MAPEI
ines ingenieros consultores
idom
itc GRUPO ATISAE INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION S.A.
incosa
INTEMAC METIRE UT SCIAS
JULIÁN ARUMÍ, S.L. PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
MeKano4 MK4
OHL
PACADAR
PERI ENCOFRADOS ANDAMIOS
Pujol Prefabricados de Hormigón
prevalesa PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
PROES
RETINEO
REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON
Siegrist y Moreno S.L.
split
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
ULMA
VSL

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

SAP2000®

MODELADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS A TRAVÉS DE ELEMENTOS FINITOS



FIABILIDAD Y ROBUSTEZ DE UN MOTOR DE CÁLCULO DESARROLLADO Y AMPLIADO A LO LARGO DE MÁS DE 40 AÑOS

- Análisis no lineal, material y geométrico
- Elementos sólidos, barra, pretensados, catenaria y elementos shell no lineales
- Efectos de retracción, fluencia, envejecimiento y relajación
- Elementos específicos para modelizar comportamientos de contacto, rigidez multi-lineal, fricción, comportamiento histerético y aisladores de base
- Excelencia en análisis dinámicos, secuencia constructiva, pretensado y secuencia de análisis
- Solvers de 32 y 64 bits con algoritmos de factorización de matrices rápidos y eficientes para modelos de grandes dimensiones

INTERFAZ DE UTILIZACIÓN SENCILLO, TRANSPARENTE Y CON RÁPIDA CURVA DE APRENDIZAJE

- Programa de elementos finitos genérico con multitud de aplicaciones
- Contacto directo y continuo con los conceptos numéricos más complejos asociados al proceso de modelado
- Herramienta sencilla de utilizar para resolver y aprender modelado a través de elementos finitos
- Procesos de utilización sencillos y flexibles permiten tirar partido de los análisis no lineales y secuencias constructivas en un ambiente robusto

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

- Dimensionamiento de estructuras de hormigón armado, perfiles metálicos, de aluminio y conformados en frío
- Dimensionamiento a través de las normativas Europeas, Americanas, Canadienses, Turcas, Indias, Chinas, y otras
- Dimensionamiento automático de acuerdo con los Eurocódigos 2, 3 y 8
- Comprobación de la capacidad resistente del nudo viga-pilar de acuerdo con el Eurocódigo 8

INTEROPERABILIDAD CON OTROS PROGRAMAS Y FORMATOS. ALGUNOS EJEMPLOS

- Edición interactiva del modelo a través del Excel y archivos de texto
- Exportación e importación de archivos AutoCAD
- Exportación e importación de modelos Revit
- Exportación e importación de archivos IFC
- Exportación e importación de modelos Tekla Structure
- Exportación de reportes de cálculo para Word

OTRAS HERRAMIENTAS AVANZADAS

- Optimizador estructural para determinación de las acciones óptimas en la estructura en función de la respuesta deseada
- Acceso a través del API para creación de pre y pos-procesadores
- Posibilidad de pos-procesar esfuerzos en el modelo a través del API y enviar los resultados de nuevo a SAP2000 para analizarlos

Cofinanciado por:
CENTRO 2020 · PORTUGAL 2020 · UNIÃO EUROPEIA Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional

CSI SPAIN • +34 669 725 257 • +351 211 957 023
general@csiespana.com • ventas@csiespana.com
www.csiespana.com
CSi COMPUTERS & STRUCTURES, INC SPAIN

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

PREMIO 2015 Beyond Building Barcelona
Reengineering CONSTRUMAT
INGENIERÍA CIVIL Y URBANISMO

Premio San Telmo 2015
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS DE GALICIA

VII PREMIO Accésit
ACUEDUCTO DE SEGOVIA 2015
Fundación Caminos

Longitud total: 1620 m
Vanos laterales de acceso: 120 m
Vanos centrales: 225+240+225 m
Record del mundo en su tipología

ADIF - Alta Velocidad

Ministerio de Fomento
Dirección General de Ferrocarriles

IDEAM

Ingeniería de Puentes y Estructuras

Jorge Juan, 19 3º - 28001 Madrid
Tel. 91 435 8084 - e-mail: general@ideam.es
www.ideam.es

ESPAÑA ■ BRASIL ■ MÉXICO ■ COLOMBIA ■ PERÚ

Principales campos de actuación:

- Puentes de Carretera, Autovías, Líneas de Ferrocarril y de Alta Velocidad
- Pasarelas Peatonales
- Edificación Singular
- Rehabilitación e Inspección de Puentes y Estructuras
- Asistencias Técnicas y Direcciones de Obra

Presidente: Francisco Millanes Mato

Actividades:

- Estudios Previos, Anteproyectos y Proyectos de Licitación
- Peritajes y Asesorías Técnicas
- Auscultación e Instrumentación de Estructuras
- Control de Calidad de la ejecución de estructuras
- Supervisión y Control de Proyectos y Ejecución de Obras

Director General: Luis Matute Rubio
Director de Ingeniería: Miguel Ortega Cornejo

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Viaducto sobre el río Ulla ▲

Avda. del Camino de Santiago, 50 - 28050 Madrid
Tel: +34 913 439 300 - Fax: +34 913 439 400 www.dragados.com

DRAGADOS

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Grandes Cargas - posicionadas con precisión

Soluciones integrales para el manejo de estructuras excepcionales:

- Izados y deslizamientos
- Pórticos y estructuras auxiliares
- Instalaciones de empuje, izado y volteo

VSL HEAVY LIFTING

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(277):165–190
www.e-ache.com

Original

El viaducto del río Ulla en el Eje Atlántico de Alta Velocidad: una celosía mixta récord del mundo

Viaduct over Ulla River in the Atlantic High Speed Railway Line: A composite (steel-concrete) truss world record

Francisco Millanes Mato [a], Miguel Ortega Cornejo [b,*] y Rubén A. Estévez Sánchez [c]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, España*
[c] *Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Estado, ADIF Alta Velocidad, Madrid, España*

Recibido el 19 de agosto de 2015; aceptado el 29 de septiembre de 2015
Disponible en Internet el 2 de diciembre de 2015

Resumen

Con la puesta en servicio del Eje Atlántico de Alta Velocidad entre Pontevedra y A Coruña, en la primavera de 2015, el viaducto sobre el río Ulla se ha convertido en el récord del mundo en la tipología de celosía mixta de alta velocidad con tres vanos de 225 + 240 + 225 m que superan al del puente de Nantenbach sobre el río Main, en Alemania, que ostentaba el récord desde su conclusión en 1993 con 208 m de luz.

Este artículo describe con detalle la concepción y las principales particularidades del viaducto, el novedoso sistema de control de calidad de la ejecución implementado con gran éxito, así como los complejos y singulares procesos constructivos empleados para la ejecución del tablero y de las cimentaciones de las pilas en el cauce, junto con los excepcionales medios auxiliares que ha sido necesario fabricar ex profeso para su ejecución.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Estructura metálica; Celosía; Doble acción mixta; Avance en voladizos; Izados; Lanzamiento

Abstract

With the commissioning of the Atlantic High Speed Railway Line between Pontevedra and A Coruña, in the spring of 2015, the viaduct over the river Ulla has achieved the world record in the typology of high speed composite truss bridge, with three main spans of 225 + 240 + 225 m. This exceeds the Nantenbach Bridge over Main River in Germany, which held the record since its conclusion in 1993 with a 208 m span.

This article describes in detail the design and the main features of the viaduct, the new system of quality control of the execution implemented with great success. A description is also presented on the complex and outstanding construction processes used for the execution of the deck of the bridge and the foundation of the piers located on the river, with the exceptional temporary works that have been fabricated *ex profeso* for the execution.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Steel structure; Truss; Double composite action; Balanced cantilevers; Lifting; Launching

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: miguel.ortega@ideam.es (M. Ortega Cornejo).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.09.002
0439-5689/© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

1. Introducción

El viaducto sobre el río Ulla, en la desembocadura de la ría de Arosa, constituye la actuación de mayor alcance del Eje Atlántico de Alta Velocidad entre Pontevedra y A Coruña, y tras su conclusión y puesta en servicio se ha convertido en el viaducto mixto en celosía de alta velocidad con los 3 vanos centrales de mayor luz del mundo [1].

Su ubicación, próxima al estuario de la ría de Arosa, en un entorno natural de extraordinaria belleza y sometido a especiales condicionantes medioambientales, aconsejó a la Dirección General de Ferrocarriles la convocatoria de un concurso restringido de ideas. La solución presentada por IDEAM resultó la ganadora y se desarrolló en el proyecto constructivo, orientando la solución a resolver la siguiente problemática:

- Cuidar la estética de la solución y su integración medioambiental en el entorno.
- Reducir el número de pilas en el cauce, siempre dentro de la viabilidad de los viaductos de alta velocidad y de unos costes de ejecución asumibles.
- Plantear procesos constructivos lo más independientes del cauce y de sus riberas.
- Buscar la máxima transparencia y mínimo impacto visual en el entorno paisajístico.

La relevancia de la actuación y su inevitable afección paisajística obligaron a la búsqueda de un diseño insertado e integrado adecuadamente en el entorno, resultando incluso enriquecedores del mismo. La belleza, las cualidades ambientales y la variedad de matices de la ría orientaron la solución hacia la búsqueda de un diseño en celosía muy transparente, con una transición de cantos serenos, con un cambio de curvatura y forma de vientre de pez cercano a las pilas del cauce, que permitiera al tablero del puente pasar «flotando» sobre la ría (figs. 1 y 2), rompiendo con las variaciones de canto clásicas picudas que remarcarían con demasiada rotundidad su apoyo puntual en las pilas centrales.

Los colores elegidos —el color gris perla claro del hormigón y el acero de la celosía pintado en tono verde claro— permiten garantizar la discreta y elegante inserción del viaducto en el paisaje circundante, donde predominan los colores verdes de los bosques y azules grisáceos del río, tamizados y matizados por los reflejos brillantes de los días luminosos o las brumas y nieblas frecuentes en esta tierra.

2. Concepto estructural y descripción del viaducto

Los condicionantes descritos en el apartado anterior orientaron la solución hacia una celosía mixta continua de canto variable, con doble acción mixta en las zonas de flexión negativa, tres grandes vanos principales de 225 + 240 + 225 m de luz y vanos tipo de acceso de 120 m de luz, lo que supone un vano principal con una luz un 20% superior al anterior récord del mundo de su tipología, el puente de Nantenbach sobre el río Main [2], en Alemania, con un vano central de 208 m de luz.

El viaducto tiene una longitud total de 1.620 m con una distribución de luces de $50 + 80 + 3 \times 120 + 225 + 240 +$

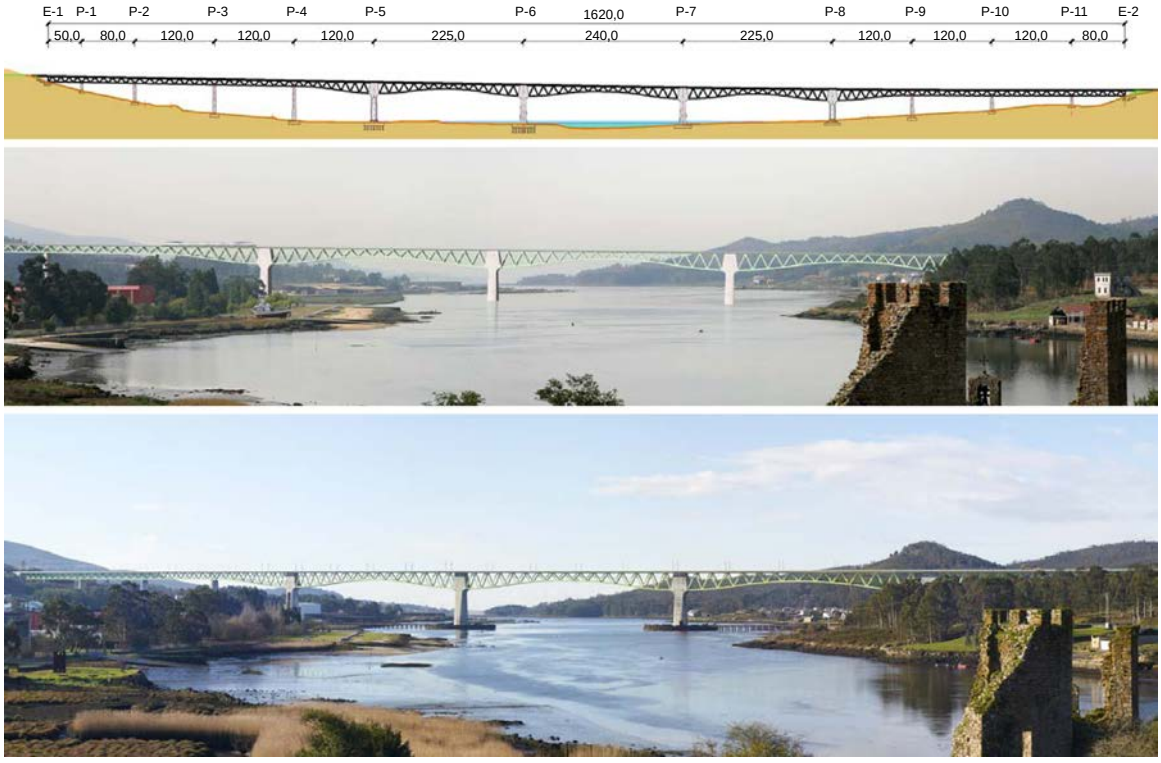


Figura 1. Alzado, fotomontaje y vista del viaducto sobre el río Ulla concluido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 2. Imagen de los vanos de canto variable centrales del viaducto. Pila 5 en primer término.

225 + 3 × 120 + 80 m (fig. 1), y se disponen dos juntas con aparato de dilatación de vía en ambos estribos.

Los cinco vanos principales de canto variable (fig. 2) tienen 17,90 m de canto total sobre apoyos (17,5 m de canto de metal) y 9,15 m (8,75 m de metal) en centro de vano. Los vanos de los tramos de acceso, con luces tipo de 120 m, mantienen la sección tipo en celosía mixta pero con canto constante de 9,15 m de canto total.

Las cuatro pilas centrales (P-5 a P-8), de cuidado diseño en forma de copa, se vinculan rígidamente a la celosía mixta del tablero, configurando un pórtico mixto con la suficiente rigidez en los tres vanos centrales, de 225 + 240 + 225 m (fig. 2), para hacer frente a las exigencias de deformación de la alta velocidad bajo la acción de sobrecargas que actúan sobre vanos alternos.

La rigidez de las cuatro pilas principales se ha optimizado de forma que, al mismo tiempo que confieren la necesaria coacción frente a los giros del tablero, controlan el nivel de flexión que, a través del efecto pórtico, se transmite a la cimentación de las pilas, evitando así su sobredimensionamiento [3].

Por ello, las pilas principales laterales (P-5 y P-8, fig. 2), situadas en el extremo exterior de los pórticos de 225 m de luz, se han proyectado con dos tabiques exentos empotrados en la cimentación y cabeza de pila. Se han controlado así los niveles de empotramiento a flexión derivados de la fuerte descompensación de luces, de 225 y 120 m, de los vanos de tablero adyacentes, así como las flexiones derivadas de los desplazamientos impuestos en cabeza de carácter térmico y reológico, sensiblemente superiores a los de las dos pilas centrales (P-6 y P-7) a causa del considerable incremento de su distancia al punto neutro de desplazamientos, del orden de 350 m.

El resto de las pilas de los vanos de acceso son convencionales, con sección rectangular con sección hueca y dimensiones variables en longitudinal y transversal. Los apoyos del tablero sobre dichas pilas son aparatos de apoyo esféricos libres longitudinalmente y con desplazamiento transversal impedido en uno de ellos.

La celosía tipo Warren se modula en segmentos de 15 m con los nudos del cordón superior separados en transversal 6 m y las diagonales inclinadas en la zona de canto constante unos 45° respecto de la horizontal. Los cordones superior e inferior son paralelogramos formados por chapas de acero, con 0,80 m de ancho y cantos de 1,00 y 1,20 m, respectivamente. Las diagonales tienen una sección similar a la del cordón superior.

Los cordones superiores presentan, soldada a su ala superior, una cabeza superior cerrada adicional, embebida en la losa de hormigón, a la que se sueldan los conectadores lateralmente, lo que permite aproximar el eje de transferencia de la conexión al baricentro de la losa superior, reduciendo así las flexiones parásitas por excentricidad en la citada conexión (fig. 3).

El acero de la celosía es de calidad S355-J2+N y S355-K2+N (para chapas superiores a 60 mm) para los vanos de acceso y de calidad termomecánica S-460-M y S-460-ML (para chapas superiores a 65 mm) en los tres vanos centrales de canto variable y mayor luz.

La losa superior tiene un canto variable entre 0,46 y 0,25 m, y el hormigón in situ, HA-35, se ejecuta sobre prelosas prefabricadas colaborantes con el ancho completo de la sección transversal.

El hormigón de fondo, HA-50, se ubica entre los cordones metálicos inferiores de la celosía, conectándose a los mismos para materializar la doble acción mixta en las zonas sometidas a flexión negativa. En las zonas de centro de vano se da continuidad al hormigón inferior con un cierre simplemente formal no estructural, para garantizar y facilitar las tareas de inspección y mantenimiento (fig. 4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

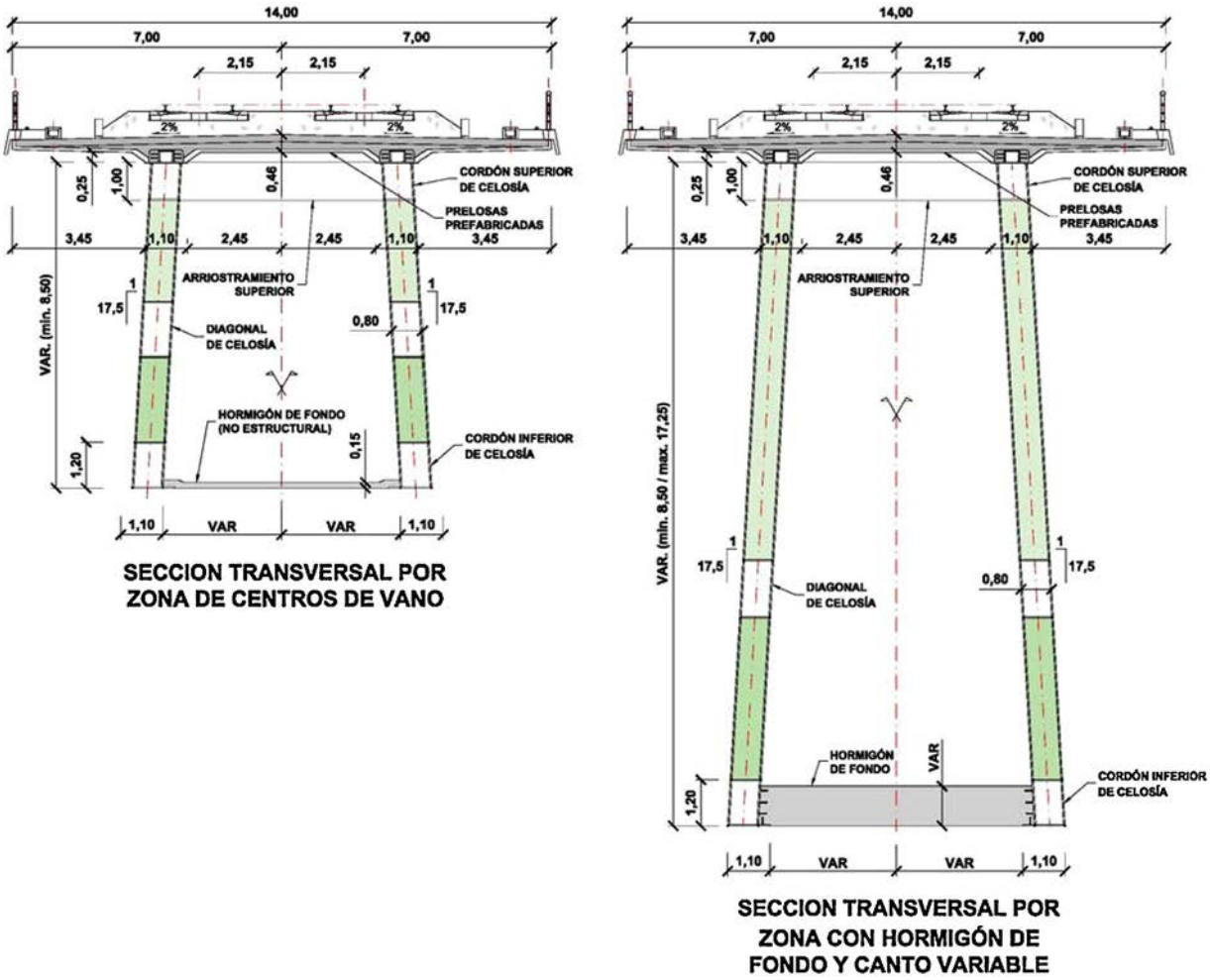


Figura 3. Secciones transversales tipo.

3. Descripción del proceso constructivo de las cimentaciones

La geología de la traza muestra una sucesión de niveles en la que primero se encuentran unos suelos de recubrimiento de escasa compacidad, de origen coluvial en las laderas y aluvial en la ría, bajo los que se encuentra el sustrato rocoso granítico, más o menos alterado en su capa más superficial.

Los estribos y las pilas P1 a P4 y P8 a P11, con accesos sencillos por vía terrestre, se cimentan mediante zapatas apoyadas

Figura 4. Vista lateral y del interior de la sección transversal desde el hormigón inferior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 5. Vista del pantalán y los recintos de las cimentaciones de las pilas P-5, P-6 y P-7 en el cauce.

sobre el estrato granítico con una tensión media admisible de 1,00 MPa. De las tres pilas situadas en la ría (pilas 5, 6 y 7), las dos primeras (pilas 5 y 6) se cimentan con encepados de pilotes de 1,5 m de diámetro empotrados en el granito sano, mientras que la tercera (pila 7) se apoya en una cimentación superficial sobre el sustrato rocoso.

3.1. Pantalán provisional de acceso a las cimentaciones en el cauce

Para el acceso a las cimentaciones de las tres pilas del cauce (fig. 5), así como para permitir el transporte de las dovelas metálicas del tablero y su posterior izado, se ejecutó un pantalán provisional que ha permitido realizar la obra casi íntegramente con medios terrestres, mejorando los rendimientos ostensiblemente y respetando las zonas de las márgenes protegidas medioambientalmente.

El tablero del pantalán está formado por una sucesión de vanos isostáticos metálicos de 6 m de luz y 14 m de anchura (fig. 6) que permiten separar el tráfico en dos carriles de 4,5 m de anchura, una mediana de 1 m y dos bandas laterales de 2 m de anchura divididas en dos mitades, para la colocación de tuberías de suministro a los recintos y para la circulación de peatones. El tablero metálico se coloca a su vez sobre unos dinteles que se apoyan dos pilotes metálicos de sección tubular de 800 mm de diámetro y 12 mm de espesor, que se hincan mediante martillo de impacto hasta llegar a rechazo. La referencia [4] describe con detalle la sección tipo y el proceso constructivo empleado para la ejecución del pantalán.

3.2. Recintos provisionales de tablestacas en las cimentaciones en el cauce

En las tres pilas del cauce se ha construido un recinto provisional (fig. 5) para poder ejecutar las cimentaciones en seco por debajo del nivel del agua. A su vez los recintos se han empleado como plataforma de trabajo para ejecutar las pilas y permitir el transporte e izado de dovelas del tablero metálico.

Los tres recintos se han ejecutado mediante un doble anillo, concéntrico, de tablestacas metálicas separadas 10 m entre sí de 62 m de diámetro en P-5, 68 m en P-6 y 65 m en P-7, trabajando a flexión con arriostramientos circulares a distintos niveles [4]. Los exteriores son metálicos, trabajando a tracción, y los interiores son de hormigón armado, trabajando a compresión.

En las pilas 6 y 7 las tablestacas interiores se han hincado hasta la roca. La profundidad de excavación es de 8 m en P-5, de 10,5 m en P-6 y de 13 m en P-7 (fig. 7), y en pleamar máxima la cota del nivel de la ría se sitúa a la +2,54 m, muy próxima a la cota de la plataforma de los recintos (+3,0 m). Esta importante profundidad libre de excavación, en el entorno de los 15 m, unido a la presencia exterior de agua, ha obligado a realizar contenciones muy importantes de los recintos.

El recinto exterior se ha arriostrado mediante unos zunchos metálicos perimetrales compuestos por vigas armadas de acero S-355. En las pilas 5 y 6 se ha colocado un zuncho y en la pila 7 han sido necesarios dos (fig. 7).

Los arriostramientos comprimidos de las tablestacas interiores se han materializado mediante anillos de HA-40 y sección rectangular de 1,0 × 1,0 m. En las pilas 5 y 6 han sido necesarios tres niveles de arriostramiento (fig. 8), y en la P-7 han hecho falta cuatro.

Adicionalmente, en todos los recintos se ha ejecutado una doble corona de columnas de suelo tratado mediante *jet-grouting* alrededor del recinto interior de tablestacas que se ha empleado para sellar el contacto entre la roca y las tablestacas, evitando

Figura 6. Vistas del pantalán de acceso a las cimentaciones de las pilas P-5, P-6 y P-7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

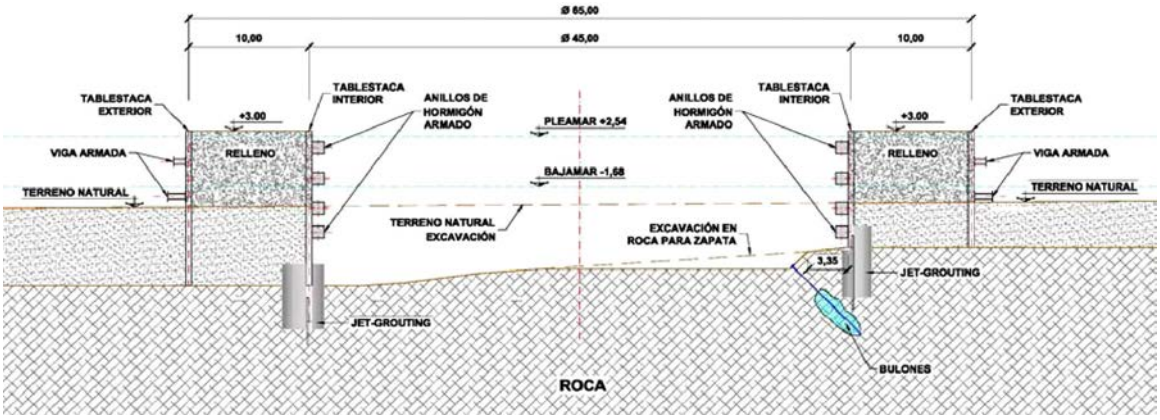


Figura 7. Esquema del recinto de tablestacas de la pila 7.

Figura 8. Excavación del interior del recinto de P-5.

filtraciones. Además, en la pila 6 su misión ha sido también estructural, ya que se ha aprovechado la capacidad resistente de su forma circular para sustentar lateralmente la punta de las tablestacas.

En la pila 7 se necesitaba más resistencia para contener las puntas de las tablestacas interiores, ya que se descalzaban durante la excavación, por lo que se ha ejecutado un micropilote armado en el pie de cada una de las tablestacas para resistir este esfuerzo cortante (fig. 7).

3.3. Ejecución de los recintos y de las cimentaciones en el cauce

La ejecución de los tres recintos de tablestacas se ha realizado hincando por vibración las tablestacas exteriores desde pontona y posteriormente se han arriostrado con los zunchos metálicos exteriores.

El relleno del recinto interior se hizo vertiendo el material desde camiones, con acceso por el pantalán, habiéndose dispuesto previamente un forro con un geotextil por el interior para reducir al máximo el escape de finos hacia la ría.

Posteriormente se hincaron las tablestacas de los recintos interiores desde la superficie del relleno, una vez concluido se realizó el tratamiento de *superjet-grouting* en los pies de las tablestacas y finalmente se ejecutaron los micropilotes (en el caso de la P-7) desde la plataforma.

La cimentación de la pila 5 se ha ejecutado mediante un encepado de 42 pilotes de 1,5 m de diámetro y la de la pila 6 con 56 pilotes, empotrados 1,5 m en el sustrato granítico de grado de meteorización I. En ambos casos los pilotes se han ejecutado desde la superficie del relleno del recinto a cota +3,0 m. Se ha perforado al amparo de una camisa recuperable hasta llegar a la roca, evitando la utilización de lodos para evitar posibles fugas en la ría. La camisa se ha hincado bien hasta el contacto con el sustrato rocoso, más o menos alterado, o hasta el jabre de compacidad muy densa en los casos en que este ha aparecido. Una vez ejecutados todos los pilotes, se ha procedido a la excavación de los recintos (fig. 8), realizando los arriostramientos interiores correspondientes en cada escalón, y al descabezado de los pilotes (fig. 9) para proceder al ferrallado (fig. 10) y hormigonado de los encepados.

El encepado de la pila 5 tiene unas dimensiones de $30 \times 24 \times 4{,}5$ m (fig. 10) y el de pila 6, de $34{,}5 \times 30{,}5 \times 5$ m. La cota inferior del encepado es la –5,0 m para la pila P-5 y de –7,5 m para la pila 6.

Dadas las dimensiones de los encepados, el mayor de 5.260 m^3, el hormigonado de los mismos ha sido una tarea de notable relevancia. El hormigonado de las cimentaciones de las tres pilas del cauce ha sido continuo, en algún caso durante más de 50 h, y se han utilizado varios tipos de hormigones dependiendo de la zona del encepado. En los 0,7 m inferiores se ha empleado HA-35 autocompactable para mejorar su puesta en obra en la zona de las densas parrillas inferiores de armado; en la zona intermedia del encepado se ha empleado HA-35 convencional vibrado, y en la capa superior, de un metro de profundidad, se ha empelado HA-35 con fibras para evitar la fisuración superficial. Además, en la zona central de entronque con el cáliz de la pila el hormigón empleado tiene la misma calidad que la pila, HA-70. Los pilotes, de hormigón HA-35, se han diseñado para trabajar a 8 MPa en servicio.

La pila 7 se cimenta mediante una zapata de $27 \times 24 \times 5{,}25$ m. La cota de la cara inferior de la cimentación es la –8,6 m. Se apoya sobre el sustrato granítico de grado de alteración menor o igual a III mediante un relleno de hormigón pobre HM-15 trabajando a una tensión cobaricéntrica

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 9. Descabezado de pilotes de la cimentación de P-5.

Figura 10. Vista de la ferralla del encepado de P-5 (30 × 24,5 × 4,5 m).

Figura 11. Vista del fondo rocoso de P-7 previo hormigón de limpieza (27 × 24 × 5,25 m).

máxima de 0,76 MPa, con una tensión de punta máxima de 1,00 MPa (fig. 11).

Una vez ejecutadas las cimentaciones del cauce, se rellenan los recintos interiormente demoliendo los zunchos interiores y siguiendo, según se va rellenando, el proceso inverso al de su ejecución. Una vez finalizado el relleno, se extraen las tablestacas del recinto interior dejando las islas listas para el trasporte e izado de dovelas del tablero.

La cota superior de los encepados de P-5 y P-6 y de la zapata de P-7 queda por debajo del fondo natural del cauce del orden de un metro en su parte más superficial. Una vez concluido todo el tablero, se procede a la retirada del relleno interior, de los recintos exteriores y del pantalán, restituyendo el aspecto original de la ría.

4. Fabricación de la estructura metálica del tablero

La singularidad y complejidad de la estructura metálica del viaducto, así como el gran volumen de acero estructural, con cerca de 20.000 t, indujo al Contratista a proponer a la Dirección de Obra el reparto de la fabricación entre dos grupos de talleres. Inicialmente se pensó en fabricar medio viaducto en los talleres de Ascamón y Joama, en Asturias, y la otra mitad en los talleres portugueses de Martifer. La complejidad de la obra y los plazos de ejecución obligaron posteriormente a la inclusión de dos talleres adicionales en Galicia: Emesa y Dizmar (fig. 12).

Con objeto de poder manipular, fabricar y transportar los elementos metálicos a obra, las celosías metálicas del tablero se concibieron desde la fase de proyecto descompuestas en los elementos simples siguientes (fig. 13): nudos superiores, cordones

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 12. Ubicación de talleres que han participado en la ejecución de la estructura metálica del viaducto.

superiores, diagonales, nudos inferiores, cordones inferiores, montantes horizontales y arriostramientos en cruz.

Una vez ejecutados estos elementos individuales de cada dovela, en función de cada caso y previamente al transporte a obra, se sueldan en subconjuntos mayores: nudo+cordón, o nudo+cordón+nudo. Estos subconjuntos y el resto de elementos simples (diagonales, montantes y arriostramientos) se transportan a obra para posteriormente terminar de ensamblar, en los parques de montaje de obra, las dovelas de la celosía.

Para poder realizar las labores de ensamblaje de las piezas individuales y los subconjuntos armados en taller, se han tenido que ejecutar tres grandes talleres de ensamblaje de dovelas (fig. 14) con capacidad todos ellos para montar dovelas en obra de hasta 17,5 m de canto, además de unas amplias zonas de acopio y montaje cerca del E-1, y en la sombra del viaducto entre las pilas P-9 y el E-2.

4.1. Planteamiento y organización del control de calidad de la estructura metálica

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares (PPTP) del Proyecto establecía las bases generales que han servido para desarrollar en obra el control de ejecución de la estructura metálica [5]. La base de todo el sistema se fundamenta en asignar al Contratista la responsabilidad de acreditar la conformidad de la correcta ejecución de la estructura metálica, a través de su Programa de Control de Calidad, de acuerdo a los requisitos de las normativas de ejecución de estructuras metálicas, para lo cual el PPTP establecía la posibilidad de que el Contratista se encargase directamente de realizar, y acreditar, todo el control establecido en el Pliego o bien asumir como suyos los autocontroles del taller metálico y contrastarlos con al menos un 20% de ensayos y controles de contraste. El precio de la unidad incluía, por tanto, todos los costes relativos a la realización de estas tareas de control por parte del Contratista.

El marco de juego establecido en el PPTP ha obligado al Contratista a exigir a cada uno de los talleres a cumplir con el 100% de los requisitos de control establecidos en este, y a contar con una Entidad de Control independiente, con presencia permanente en los talleres y en la obra, que se ha responsabilizado de la acreditación, en su nombre, frente a la Dirección de Obra de la conformidad de la ejecución de la estructura metálica.

Esta Entidad de Control independiente ha supervisado y validado todo el proceso de ejecución de la estructura metálica en talleres y en obra, desde el encargo y recepción de los materiales, las homologaciones de soldadores y cualificaciones de los procedimientos de soldadura, pasando por la revisión de todos los controles de ejecución y ensayos no destructivos (END) que realizan los talleres.

Además de supervisar y auditar continuamente a los talleres metálicos y su sistema de control de calidad, la Entidad de Control del Contratista (Alfainstant y luego AMT) ha realizado al menos un 20% de controles de contraste. Estos controles de contraste no se limitan solo a repetir ensayos no destructivos (líquidos penetrantes, partículas magnéticas, ultrasonidos, o radiografías), sino que se ha incidido, de forma muy intensa, en la fase de control de ejecución: corte de chapas, preparaciones de bordes (biseles), controles dimensionales, controles visuales previos a la soldadura, controles geométricos y de los procesos de montaje en blanco, etc.

Adicionalmente al sistema de control del Contratista, la Dirección de Obra ha contado, además, con una Asistencia Técnica (TYPSA), en la que está incorporado el proyectista como asesor especializado en estructuras metálicas (IDEAM),

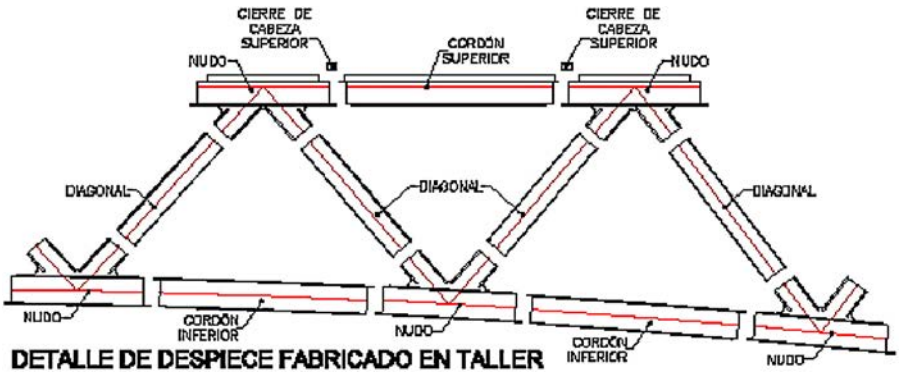


Figura 13. Despiece de elementos simples en la fabricación en taller.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 14. Talleres de obra para ensamblaje de dovelas.

así como con otra Entidad de Control de Calidad independiente (Applus), que se ha encargado de auditar todo el sistema de control de ejecución del Contratista, además de su contraste adicional (del orden del 20%), con el apoyo de un Laboratorio de Control que además ha realizado también END aleatorios de contraste.

Todo el sistema de control del Contratista ha quedado perfectamente recogido en tres Programas de Puntos de Inspección (PPI), de ejecución en taller metálico, de montaje en los talleres de obra y de montaje in situ en obra, en los cuales se establecen los porcentajes de control que realiza el taller metálico mediante su autocontrol, junto con los controles de contraste que realiza la Entidad de Control del Contratista.

El Plan de Aseguramiento de Calidad (PAC) del Contratista establece los sistemas y mecanismos de control, así como el organigrama y las funciones y responsabilidades de todos los agentes implicados en la fabricación y el control de calidad, y fija también los mecanismos para abrir incidencias de ejecución y no conformidades.

Una incidencia de ejecución es un fallo o no conformidad detectada por el taller metálico durante alguna de las fases del proceso de fabricación de la estructura metálica. Una incidencia se comunica siempre, independientemente de su importancia, a la Entidad de Control del Contratista y a la Entidad de Control de la Dirección de Obra. Si la importancia es menor, el taller metálico informa sobre la incidencia, la documenta y la resuelve, sin necesidad de tener que parar la producción. Si, en cambio, la incidencia presenta mayor transcendencia, se comunica a las dos Entidades de Control y se consensua la solución mediante la propuesta previa de reparación por parte del taller metálico y la Entidad de Control del Contratista.

Un fallo o defecto de ejecución detectado por la Entidad de Control del Contratista que el control de calidad del taller ha pasado por alto, implica una no conformidad.

Una no conformidad se puede abrir, también, si el taller metálico está detectando incidencias de ejecución de manera repetida en un mismo proceso, como por ejemplo un fallo repetitivo en el control dimensional de las piezas, o en el control de ultrasonidos de una soldadura tipo, ya que ello implica que algo está fallando de manera sistemática y requiere una actuación como el replanteamiento del proceso de ejecución o del proceso de control, con mayor calado que la simple reparación puntual de un fallo o defecto individual.

Ante una no conformidad abierta por el Contratista, se debe parar, documentar la no conformidad, analizar la causa y proponer no solo una solución puntual, sino una medida correctora que evite su repetición sistemática. Solo tras la validación de la propuesta por parte de la Entidad de Control de la Dirección de Obra se permite continuar con la reparación y la producción.

En cada uno de los controles establecidos en los PPI se establecen las normativas específicas de control, así como los criterios de aceptación de los controles. Este punto es fundamental coordinarlo antes del inicio de los trabajos, para que todos los estamentos implicados en el control de ejecución tengan claros los criterios para controlar y cuáles son los baremos que sirven para validar cada control específico. En el viaducto del río Ulla se ha decidido tender a un control basado en normas europeas (normas EN) y sus traducciones españolas (UNE-EN). Solo en los casos de no existir una norma EN se ha recurrido a alguna normativa específica de control diferente (principalmente americanas: AWS, etc.).

Finalizado el trabajo de soldadura, solo se autoriza la salida de cada pieza simple o subconjunto de los talleres metálicos, o de cada dovela metálica de las naves de montaje en obra, respectivamente, tras haberse documentado y acreditado por completo la conformidad de todos los controles de ejecución y todos los END establecidos en el PPI correspondiente.

4.2. Desarrollo de los planos de taller de la estructura metálica

La complejidad de la obra, la gran dispersión de talleres y los múltiples agentes implicados en el control han conducido a la necesidad de crear, por parte del Contratista, la figura del Coordinador de Ejecución de la Estructura Metálica, quien ha sido el principal interlocutor frente a la Dirección de Obra y su Asistencia Técnica en los aspectos relacionados con la estructura metálica. Entre otras, una de sus principales misiones ha sido la de coordinar cualquier tipo de propuesta técnica de adaptación, modificación o ajuste de algún detalle entre todos los talleres, unificando las propuestas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Otro aspecto fundamental en el que se basa todo el control de ejecución es el sistema de aprobación y validación de los planos de taller de la estructura metálica.

Los talleres metálicos desarrollan los planos del proyecto en los planos de taller y las hojas de despiece. El responsable de acreditar la conformidad de los planos de taller y las hojas de despiece es el Contratista, quien a su vez ha contado con un consultor externo especializado que se ha encargado de realizar dicha labor. Una vez que los planos de taller se han aprobado, se remiten a la Asistencia Técnica de la Dirección de Obra, que supervisa los planos de taller y da su visto bueno o bien realiza las consideraciones que se estimen oportunas para su corrección.

La complejidad de la estructura metálica ha requerido un trabajo previo muy importante de estudio y desarrollo de una serie de detalles muy repetitivos, en común entre todas las partes implicadas, para el desarrollo de los planos de taller (talleres metálicos, Contratista y su Apoyo Técnico, junto con el Proyectista que asiste técnicamente a la Dirección de Obra), de manera que los planos de taller resuelven todos los encuentros, soldaduras, transiciones y detalles específicos, evitando así problemas futuros durante la ejecución. La referencia [6] describe con detalle el nivel de definición de los planos de taller de la estructura metálica del viaducto.

En ningún caso se han aceptado detalles tipo, adimensionales o tabulados, que no representen en verdadera magnitud los espesores, geometrías, ángulos de incidencia, separaciones libres, talones y biseles de las chapas en cada uno de los encuentros de soldadura específicos, evitando así un gran número de posibles problemas de ejecución.

Los 131 planos del proyecto, que definen con detalle la estructura metálica, se desarrollan en más de 6.000 planos de taller y cerca de 20.000 hojas de despiece, definiendo con toda exactitud cada una de las chapas, encuentros y soldaduras del puente. Este importante desarrollo de ingeniería ha resultado imprescindible para poder garantizar la correcta concepción de todos los detalles, que deben cumplir requisitos muy estrictos relativos a la resistencia a fatiga al tratarse de un viaducto mixto de alta velocidad.

4.3. Desarrollo de planos con las secuencias de montaje

Adicional al desarrollo de los planos de taller y las hojas de despiece, se han desarrollado planos de montaje para cada elemento tipo (nudos superiores, cordones superiores, diagonales, nudos inferiores, cordones inferiores, montantes superiores e inferiores y arriostramientos en cruz), definiendo en ellos:

- Las bancadas de montaje.
- El orden y la secuencia de ejecución de las soldaduras, incluso de los punteos para el armado.
- El procedimiento, el método y las posiciones de soldeo, y los pretratamientos térmicos en las soldaduras.
- Los elementos auxiliares necesarios para arriostrar provisionalmente las chapas de cada elemento.
- Los útiles de volteo de piezas, y todos aquellos elementos auxiliares necesarios para la manipulación.

Figura 15. Vista de fabricación de un nudo tumbado.

- Todas las fases intermedias por las que pasa cada elemento simple, subconjunto o dovela durante el montaje.

Cualquier medio auxiliar soldado a un elemento definitivo del puente es susceptible de empeorar la categoría de fatiga de la pieza. Por este motivo se ha concebido la manipulación de cada elemento sin la necesidad de soldar medios auxiliares, gracias al diseño de unos útiles de izado y volteo (fig. 15) que permiten su reutilización en el resto de los diferentes nudos, cordones, diagonales, etc. Esta decisión se ha demostrado además muy acertada y eficaz dada la modularidad de la estructura, con multitud de elementos con geometría exterior idéntica.

De cualquier manera, en los casos en que ha sido necesario disponer orejetas para el montaje en obra de dovelas de mayores dimensiones, siempre se han definido en planos de taller con detalles adecuados a fatiga, y su retirada se ha realizado siguiendo los procedimientos específicos de retirada y reparación con un intenso control posterior.

4.4. Empalmes de elementos simples y diseño frente a fatiga

Las uniones entre cordones y nudos se han concebido mediante uniones que evitan 4 soldaduras en la misma sección transversal, decalando las uniones de alas y de almas, materializando una geometría que facilita la colocación de un elemento apoyado sobre el ya soldado. La figura 13 muestra cómo, en general, los nudos se arman con el ala inferior del arranque del cordón volada y con el ala superior retranqueada. Esta geometría se reproduce de forma inversa en los cordones para permitir un más sencillo ajuste y montaje, y evitar cuatro soldaduras en la misma sección (fig. 16).

Esta geometría permite además la realización de despieces con un cupón de ala superior del extremo de los cordones, lo cual facilita la ejecución de tres soldaduras a tope con penetración completa para sanearlas por dentro de la sección transversal, convirtiendo un detalle tipo de fatiga 71 [7] con chapa de respaldo en uno con categoría mínima de 80 con soldadura a tope y saneo de la raíz [7].

Es muy recomendable concebir la estructura metálica, siempre que sea posible, evitando el empleo de soldaduras con acceso

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 16. Detalle de empalme de nudo-cordón superior, con soldaduras decaladas.

solo por un lado, lo cual obliga irremediablemente al empleo de chapas de respaldo metálicas. Siempre que sea posible es conveniente ejecutar las soldaduras con acceso por ambos lados con detalles con preparación de bordes en X, o bien en V mediante el empleo de *backing* de respaldo provisional cerámico pero con el saneo posterior de la soldadura en la raíz, ya que la ejecución de soldaduras a tope con chapa metálica de respaldo, además de presentar una menor categoría de fatiga, puede generar una serie de problemas que se describen con detalle en [6].

En general, en un puente algo más convencional con sección transversal mediante vigas o cajones mixtos, como son los viaductos mixtos de Alta Velocidad Arroyo las Piedras [8] o de Archidona [9], las soldaduras a tope principales de almas y platabandas casi siempre son accesibles por ambos lados y, por lo tanto, no es necesario tener que recurrir a soldaduras ejecutadas por un solo lado con chapa de respaldo metálica. En cambio, en celosías sí es frecuente tener que recurrir a este detalle, dado que los empalmes entre nudos y cordones o nudos y diagonales suelen tener solo acceso desde el exterior y, por lo tanto, requerir de forma obligada el empleo de chapa de respaldo metálica.

En el viaducto del río Ulla, aunque siempre que ha sido posible se ha intentado minimizar este detalle, quedan muchas uniones, como las del empalme de diagonales con nudos (fig. 13) o las de cierre de cupones de alas en los empalmes de cordones con nudos, que hacen obligado el empleo del *backing* metálico. En la referencia [6] se describen con detalle las precauciones que es necesario adoptar para la ejecución y el control de ejecución de las soldaduras a tope con acceso por un solo lado con chapa de respaldo, de forma que se pueda garantizar que la categoría de fatiga del detalle realmente ejecutado corresponda con la categoría 71 acorde con UNE-EN 1993-1-9 [7].

4.5. *Detalles de fatiga en encuentros y transiciones*

Con una estructura en celosía con nudos cada 15 m, los detalles de encuentros son muy repetitivos, con ligeros cambios en las dimensiones de las chapas a unir y en las soldaduras, por lo que es muy importante hacer una adecuada concepción con un diseño pensado en detalles con una adecuada categoría de fatiga.

Un claro ejemplo del desarrollo de los principales detalles muy repetitivos son los siguientes, que están completamente definidos desde el origen en los planos de taller para cada nudo:

- La imagen izquierda de la figura 17 muestra el detalle de transición de la soldadura en ángulo entre el ala y el alma de una diagonal o un cordón en su confluencia con el nudo de la celosía donde el ala de la diagonal o del cordón pasa a soldarse con el alma del nudo a penetración parcial, y aparece un doble ojal en planta y alzado, que se resuelve con transiciones y amolados suaves de los extremos de las soldaduras. Este detalle, adecuado frente a fatiga, obligaba al sellado de 12 ojales en cada nudo. Para evitar tal cantidad de chapas de sellado, que pueden convertirse en un punto débil frente a la durabilidad, se decidió hacer una transición suave con pendientes de 1/5 entre la soldadura en ángulo fuera de la parte central de un nudo y la soldadura con penetración parcial en la zona central del nudo, como se puede apreciar en la imagen izquierda de la figura 17.
- El detalle de la transición del alma central en los nudos requiere pasar de 2 soldaduras con penetración parcial y biseles solo en el ala desmembrada, a 2 penetraciones parciales con biseles en el ala desmembrada y en el extremo del alma central, lo cual requiere ejecutar con transiciones suaves con

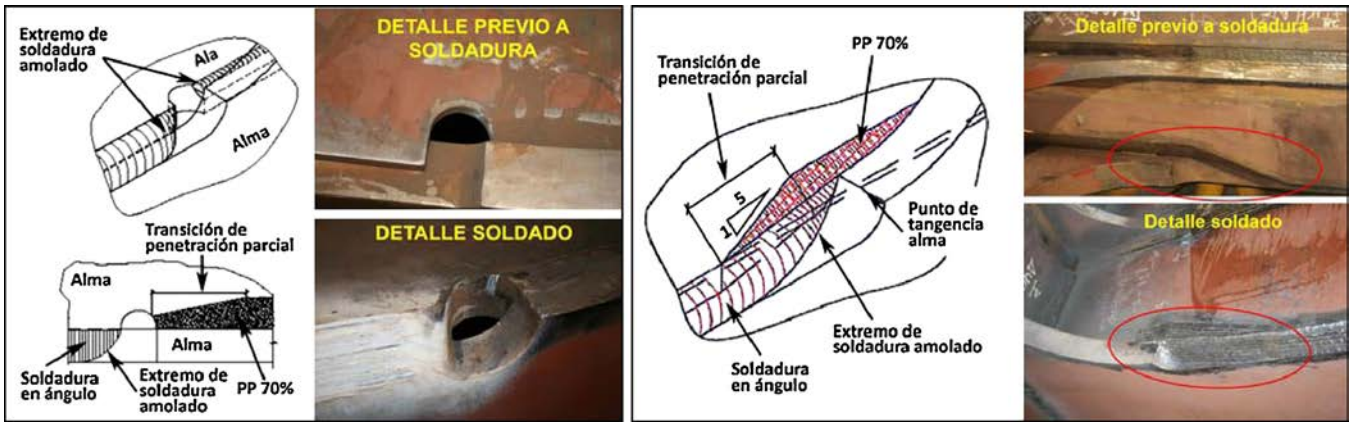


Figura 17. Transición en la zona de inserción de las alas de diagonales o cordones en los nudos. Detalle original con doble ojal (izquierda) y detalle con transición sin ojales (derecha).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

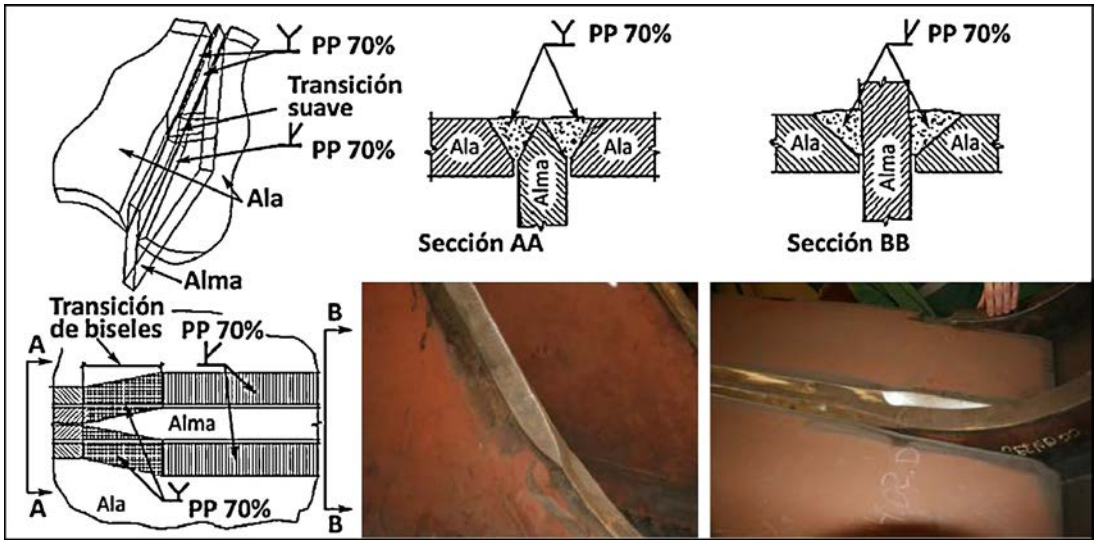


Figura 18. Detalle de transiciones de biseles suavizados en confluencia de alma central en nudos.

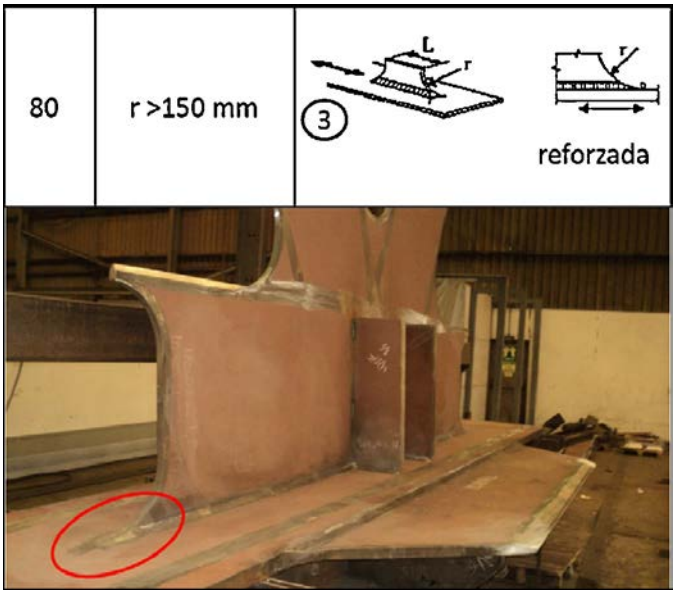


Figura 19. Detalle del extremo del alma central con acabado tangente amolado.

pendiente 1/5 el cambio del bisel, tal y como se define con detalle en cada caso en los planos de taller (fig. 18).

- El extremo de las almas centrales de los nudos debe ejecutarse con un acabado suavizado redondeado con radio superior a 150 mm y con soldadura amolada tangente, acorde con el detalle 3 de la tabla 8.4 de la referencia [7] con categoría de fatiga 80 (fig. 19).
- La figura 20 muestra el detalle del extremo de soldadura del alma central con el ala superior del nudo inferior, o con el ala inferior del nudo superior, donde la soldadura a penetración parcial del ala con el alma central desmembrada se remata con una transición suavizada con una pendiente 1/5 en un ojal dispuesto al final del alma. El ojal se sella posteriormente con una chapa que garantiza la estanqueidad de los nudos.
- Para arriostrar los cordones superiores de la celosía en todo el tablero y también los cordones inferiores en la zona de canto variable es necesario materializar un plano de arriostramiento mediante cruces de San Andrés con perfiles tubulares que se sueldan a unas cartelas soldadas a los nudos en prolongación de un ala. Esta solución, más o menos convencional en tableros metálicos y mixtos, requiere adoptar las precauciones siguientes para no generar un detalle poco adecuado muy repetitivo:
  - La geometría de las cartelas debe acabar con geometría redondeada tangente con radio superior a 150 mm y soldadura amolada en su extremo, acorde con el detalle 4 de la tabla 8.4 de la referencia [7] para mantener una categoría de fatiga de 90 (fig. 21).
  - En general la cartela suele tener siempre un espesor menor que el de las platabandas principales del puente, en este caso de los nudos, y por lo tanto recurrir a la solución más convencional de hacer una transición de espesor en la chapa de mayor espesor, no es la mejor solución, ya que se debilitaría la sección principal resistente longitudinal. En este caso es más conveniente soldar a tope la cartela contra el espesor del ala y suavizar con una soldadura adicional en ángulo que permita una transición más suave de las tensiones de la cartela a la platabanda (fig. 21).

5. Ejecución del tablero

5.1. Ejecución de los vanos de acceso de la margen izquierda mediante lanzamiento

La ejecución de la estructura metálica de los cuatro vanos de acceso de canto constante de la margen izquierda, de 50 + 80 + 120 + 120 m (fig. 1), situados entre el E-1 y la P-4, se concibió en la fase de proyecto mediante un proceso de izado por dovelas soldadas sobre apeos provisionales materializando, tras el desapeo, el esquema de viga continua.

Tras la adjudicación de la obra, la UTE río Ulla estudió un proceso de montaje alternativo, adaptando el proceso constructivo original, mediante el lanzamiento de los vanos 3 y 4 (entre

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

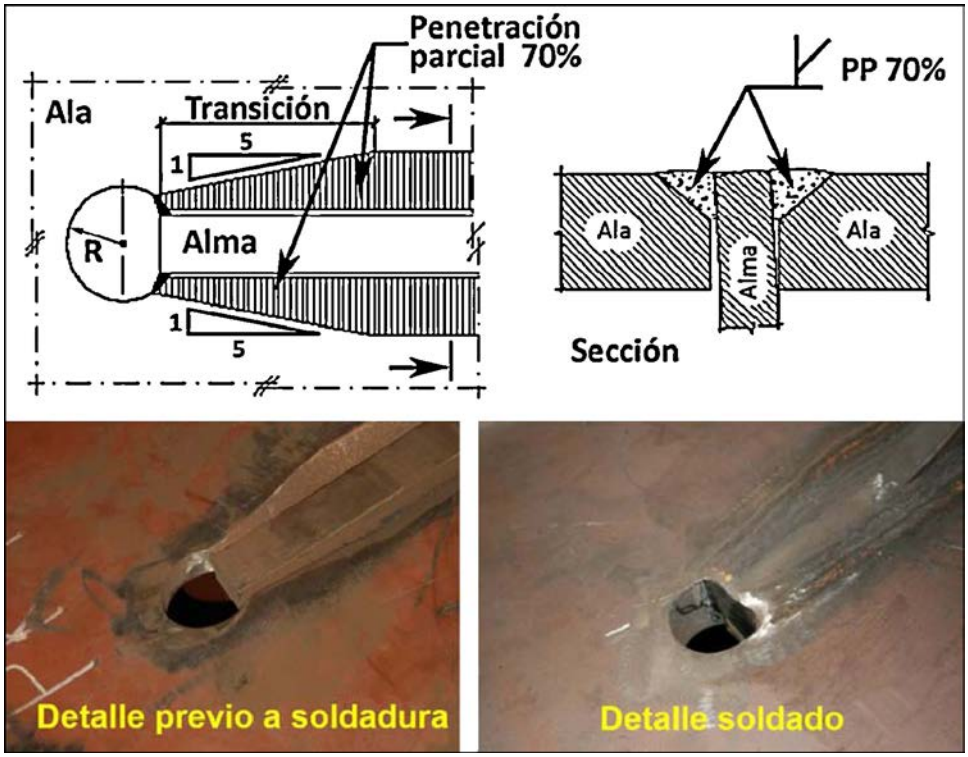


Figura 20. Extremo de alma central en nudos, con ojal en el extremo y transiciones de soldaduras.

las pilas P-2 y P-4), debido a las dificultades de acceso a esas zonas para las dovelas y grúas, junto con las dificultades impuestas por el cruce bajo la traza de dos carreteras entre P-2 y P-3, y de una línea de ferrocarril cercana a la P-4.

Este proceso constructivo respetaba los criterios generales de mantener una estructura resistente en viga continua, empleando la zona ente el E-1 y la P-2 como parque de ensamblaje de dovelas en altura sobre apeos, análogo al montaje originalmente previsto en proyecto, pero evitando los izados entre P-2 a P-4.

La cercanía de un túnel tras el E-1, perteneciente además al tramo anterior adjudicado a otra constructora, obligó a materializar el parque de lanzamiento avanzado en altura sobre apeos provisionales y aprovechando las pilas P-1 y P-2 definitivas.

El proceso completo de ejecución de los cuatro vanos se materializó en tres fases, tal y como se representa en el esquema de la figura 22.

En la primera fase se ejecuta en el parque de lanzamiento sobre apeos y las pilas P-1 y P-2, ubicado entre el E-1 y la P-2, el vano 4 de 120 m de longitud, izando las dovelas mediante grúas. Concluido el tramo, se realiza el primer lanzamiento, avanzando el tramo de 120 m desde la P-2 hasta la P-3.

El lanzamiento se realiza desde una estructura auxiliar anclada a la P-2, y dado que el tramo presenta una pendiente longitudinal descendente del –1,8%, el tramo se sujeta de forma continua mediante el empleo de una retenida anclada al E-1. En la fase de lanzamiento se va soltando la retenida y se tira desde los gatos ubicados en P-2.

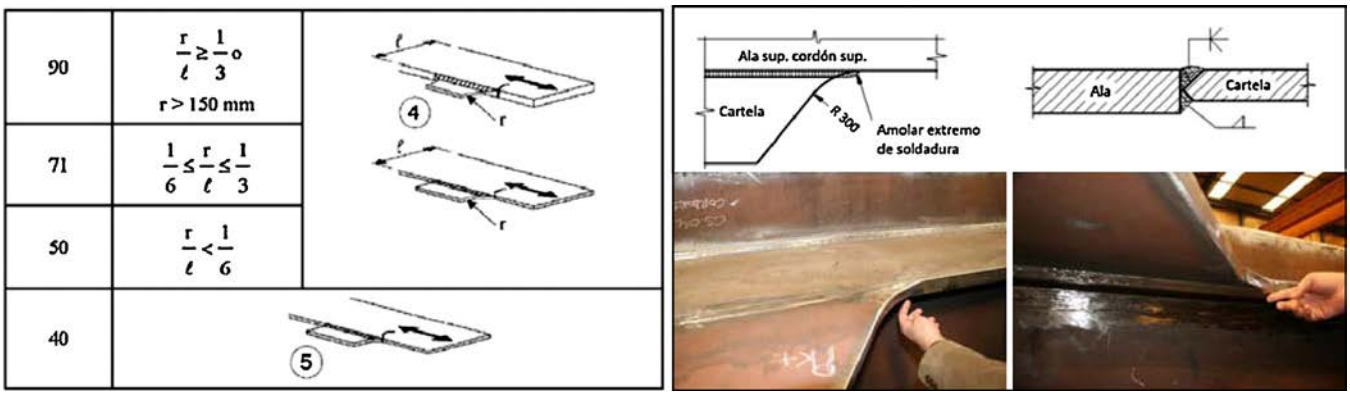


Figura 21. Detalle 4 de la tabla 8.4 de la referencia [7] y vista del extremo de la cartela soldada tangente a la platabanda de un nudo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

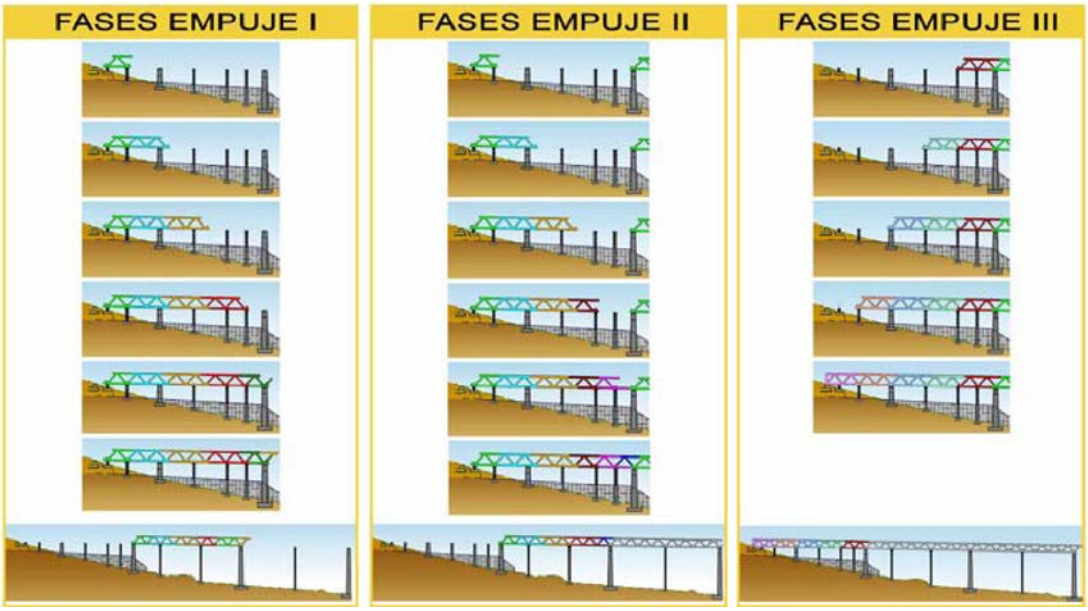


Figura 22. Secuencias del proceso de ejecución y del lanzamiento de los vanos 1 al 4.

Entre P-2 y P-3 se disponen dos apeos intermedios, que según las fases servirán de apoyo al tramo lanzado, reduciendo la luz del voladizo frontal (fig. 23). Varios de los apeos dispuestos entre el E-1 y la P-2 solo trabajan durante las fases provisionales de ensamblaje y no se emplean durante el empuje.

La segunda fase del proceso de lanzamiento implica el izado de las dovelas del vano 3 en el parque de lanzamiento entre E-1 y P-2 soldado de forma continua con el tramo previamente lanzado. Concluido el tramo, se procede al segundo lanzamiento de los vanos 3 y 4 de 240 m de longitud, desde la P-3 hasta su llegada a la P-4 (120 m).

La imagen de la izquierda de la figura 24 muestra el inicio de la segunda fase de lanzamiento saliendo de P-3, y la imagen del centro de la figura 24, el tramo completo ya lanzado entre P-3 y P-4. Entre P-3 y P-4 se dispone de un apeo intermedio, que reduce la luz del voladizo frontal a 60 m. La imagen derecha de la figura 24 muestra la ejecución de la fase 3 (fig. 22) de izado mediante grúas de las dovelas del tramo comprendido entre P-2 y E-1.

La descripción detallada del proceso de lanzamiento, los criterios seguidos en relación a la disposición de gatos en parte de los apoyos provisionales del lanzamiento para controlar directa o indirectamente la reacción en cada apoyo durante todo el proceso, así como las distintas fases intermedias de los dos lanzamientos, junto con los elementos auxiliares necesarios para realizar la operación (gatos y patines abatibles de punta, gatos de cola, orejetas de enganche de las unidades del lanzamiento y de las de retenida), así como el resto de medios auxiliares y de controles realizados durante las dos operaciones, se describen con detalle en la referencia [10].

5.2. Ejecución de los vanos de acceso de la margen derecha mediante izado

El tramo de los tres vanos de acceso de canto constante de la margen derecha del río Ulla, comprendido entre las pilas P-9 y el estribo E-2, de 120 + 120 + 80 m, respectivamente, se resolvió en la fase de proyecto mediante el izado por dovelas soldadas sobre apeos provisionales materializando, tras el desapeo, el esquema de viga continua.

Entre la pila P-9 y el E-2 no había ningún impedimento ni dificultad inferior, y tras el estudio de la secuencia constructiva, la UTE río Ulla propuso adaptar la secuencia original, ejecutando de forma apeada junto al terreno y con mejor acceso para trabajar a menor altura, los 3 vanos sobre dados de apeo de altura reducida en la sobra del tablero definitivo, para posteriormente

Figura 23. Izado de dovelas, imagen del primer lanzamiento y tramo lanzado entre P-2 y P-3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 24. Segunda fase de lanzamiento, tramo de 240 m ya lanzado entre P-3 y P-4 y ejecución de fase 3.

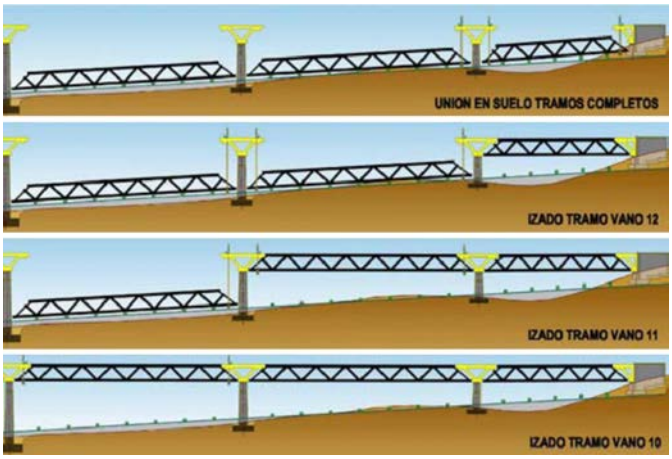


Figura 25. Esquema con la secuencia del proceso de izado de los vanos laterales 12, 11 y 10.

realizar el izado de los tres vanos completos, uno a uno. La secuencia de ejecución e izado se describe en el esquema de la figura 25.

En una primera fase se ejecutaron los tramos a izar apeados junto al terreno (fig. 26), ubicados en posición en la sombra del tablero.

El izado del vano 12 ubicado junto al E-2 (fig. 27), de unas 465 t de peso, se materializó empotrando de forma provisional la dovela cero anclándola al estribo E-2 en su parte superior, y disponiendo unas cajas de arena a modo de tope en su parte inferior, reaccionando contra el estribo [11]. La dovela cero, situada sobre la P-11, al tener forma de delta y encontrarse articulada en su apoyo provisional sobre la pila, se empotró temporalmente, para evitar su vuelco, desde su colocación hasta el instante previo al izado, instante en el que se engancharon los cables de izado al extremo del vano 12 a izar y se sujetaron con los cables de retenida anclados al tramo anterior, de mayor peso, evitando así que pudiera volcar durante el izado, liberando para la operación el empotramiento provisional a torsión.

La operación de izado se realizó controlando la reacción de izado y de la retenida, así como la geometría de la dovela cero.

Una vez izado el primer tramo se fijó provisionalmente el vano en altura a las dovelas cero de sus dos extremos, y con el tramo arriostrado provisionalmente se soldó en posición, una vez que las uniones quedaron correctamente ajustadas. Para cada una de las uniones se diseñaron carretes con demasías en cada extremo de cordón y diagonal para poder ajustar con mayor rapidez y facilidad la unión de las piezas a unir en altura.

Concluido el primer izado y con la dovela cero de P-10 en posición, se procedió a izado del tramo del vano 11 entre P-10 y P-11 (imagen izquierda de la fig. 28). Este tramo, de unas 900 t de peso total y 120 m de longitud entre ejes de apoyos, debe compensarse del lado del vano 10, con un vano de características y peso similares, por lo que para sujetar provisionalmente de forma segura la dovela cero sobre P-10 fue necesario disponer de un contrapeso que aumentara la seguridad y evitase el posible vuelco de la dovela de cabeza de pila durante la operación de izado.

El tercer y último izado se materializó con el izado del tramo entre P-9 y P10, de unas 965 t de peso, izado desde los dos extremos ya soldados en continuidad con los vanos adyacentes (imagen derecha de la fig. 28).

Figura 26. Tramos de los vanos 10 a 12 ejecutados en el suelo preparados para su izado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 27. Secuencia del proceso de izado del vano lateral 12 entre el E-2 y la P-11. Izado de unas 465 t.

La descripción detallada del proceso de izado de estos tres vanos, así como los elementos auxiliares necesarios para realizar la operación, se describen con más detalle en la referencia [11].

5.3. Ejecución de los vanos de canto variable por avance en voladizos sucesivos

El proceso constructivo de los cinco vanos centrales de canto variable de 930 m de longitud se ha ejecutado, tal y se concibió en proyecto debido a las limitaciones medioambientales impuestas por la ría, mediante el avance por voladizos sucesivos compensados de la estructura metálica desde las cuatro pilas centrales (fig. 29).

La ejecución de la dovela cero metálica con forma de «W» que se queda parcialmente embebida en el cabecero de cada una de las pilas centrales obligó a un complejo proceso de ejecución debido a sus grandes dimensiones y elevado peso. Cada cuchillo de la dovela mide unos 35 m de longitud, 17,50 m de altura y pesa unas 375 t. En ensamblaje de los elementos simples transportados desde taller se realizó en el pie de cada pila (imagen izquierda de la fig. 30), con cada cuchillo tumbado, aprovechando los recintos de tablestacas creados para la ejecución de las cimentaciones. Una vez soldados todos los elementos, se procedió a realizar la operación de verticalizado simultáneo de los dos cuchillos mediante el empleo de una gran estructura auxiliar provisional dispuesta en cabeza de la pila, con más de 25 m de altura (imagen derecha de la fig. 30). Esta compleja operación requirió el izado simultáneo mediante gatos por escalones de carga del extremo superior de la dovela y el desplazamiento lateral sobre carriles de los extremos inferiores de las piezas, apoyados de forma articulada sobre patines deslizantes con gatos (fig. 30).

Con los dos cuchillos de la dovela colocados en posición vertical, se procedió al izado compensado de las dos piezas (imagen izquierda de la fig. 31) hasta llegar a la altura de la cabeza de la pila. Para lograr posicionar las dos grandes piezas en su ubicación fue necesario realizar su ripado hacia el interior, el enganche en una articulación inferior, y el posterior giro desde cabeza de cada cuchillo hasta lograr la pendiente de 1/17,5 de la sección transversal. Con los dos cuchillos en su ubicación definitiva, se arriostraron entre sí con los montantes transversales de cabeza y se fijaron en su posición hormigonando los calces inferiores de forma definitiva (imagen derecha de la fig. 31).

Posteriormente se ejecutaron los cabeceros de hormigón, dejando las pilas y la dovela cero listas para iniciar el proceso del avance por voladizos.

Partiendo de la dovela cero, la estructura metálica a ejecutar por avance en voladizos se divide en dovelas de 15 m de longitud y ancho completo, con un decalaje de 7,5 m entre el extremo del cordón superior y del cordón inferior, para facilitar las labores de ensamblaje en altura. Desde cada pila se ejecutan las siguientes dovelas por avance en voladizos (fig. 32):

- Desde la pila P-5 se izan 6 dovelas en el vano 5 (PK–) y 6 dovelas en el vano 6 (PK+).
- Desde la pila P-6 se izan 6 dovelas en el vano 6 (PK–) y 6 dovelas en el vano 7 (PK+).
- Desde la pila P-7 se izan 7 dovelas en el vano 7 (PK–) y 6 dovelas en el vano 8 (PK+).
- Desde la pila P-8 se izan 6 dovelas en el vano 8 (PK–) y 6 dovelas en el vano 9 (PK+).

5.3.1. Ensamblaje y transporte de dovelas de canto variable en obra

Las dovelas de canto variable se ensamblan en dos de las tres naves de montaje ubicadas junto a las márgenes del río (imágenes

Figura 28. Secuencia del proceso de izado del vano 11 y 10, respectivamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

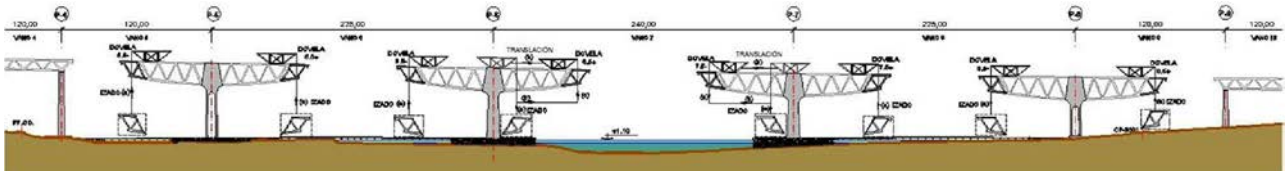


Figura 29. Esquema del avance por voladizos sucesivos en los 5 vanos centrales de canto variable.

Figura 30. Ejecución de dovela cero en el pie de pila y operación de verticalizado.

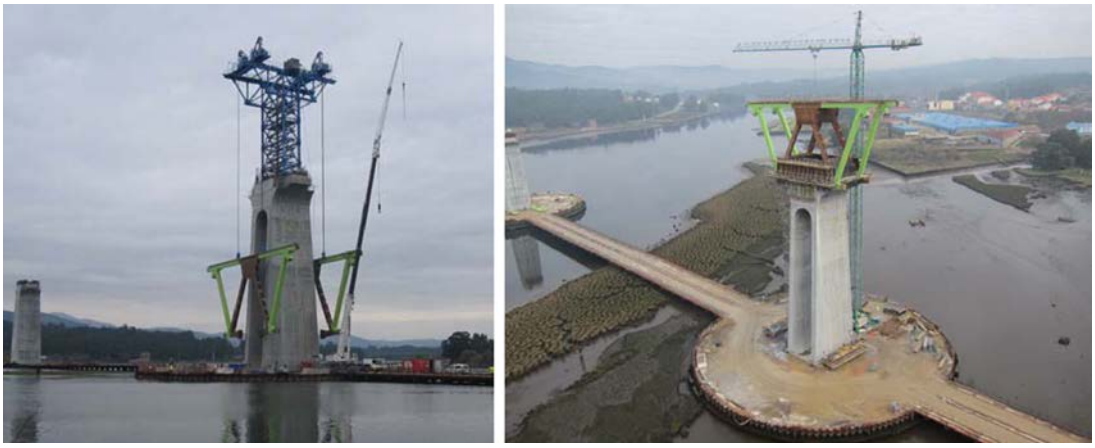


Figura 31. Izado de la dovela cero y ejecución de la cabeza de pila.

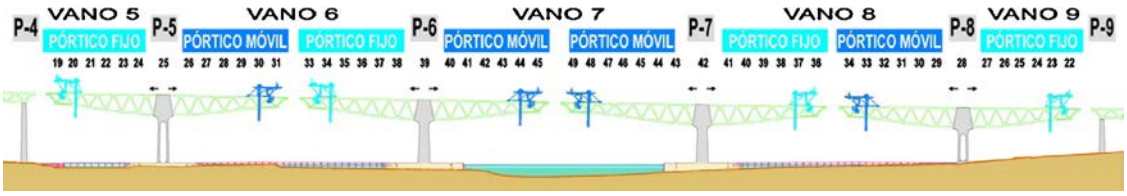


Figura 32. Esquema de división en dovelas de los 5 vanos de canto variable y carros de izado.

central y derecha de la fig. 14). Las dovelas tienen una altura máxima próxima a los 17,50 m, 7,10 m de ancho en la parte superior, casi 10 m en la parte inferior, 22,5 m de longitud total desde el extremo frontal del cordón superior al extremo trasero del cordón inferior y un peso máximo de hasta casi 300 t.

Dadas las grandes dimensiones de las dovelas, por motivos constructivos y de transporte las dovelas de canto variable se descomponen en los elementos simples siguientes: cordón superior trasero en voladizo, nudo superior frontal, diagonal frontal y diagonal trasera en voladizo, nudo inferior y cordón inferior en voladizo, junto con los montantes y cruces de arriostramiento de nudos y cordones superiores e inferiores (fig. 33).

El ensamblaje de dovelas se realiza en cadena con dovelas ejecutadas por pares, de dos en dos, con montajes en blanco

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 33. Despiece de elementos de una dovela e imagen de 2 dovelas montadas en blanco.

físicos (fig. 33), de forma que se pueda asegurar el perfecto ajuste en altura de sus 6 extremos. En los casos que no se han realizado montajes en blanco físicos se ha realizado un montaje en blanco virtual por ordenador, lo cual ha permitido asegurar la misma precisión y garantía que con los montajes en blanco físicos.

El diseño de las dovelas «abiertas» con el nudo superior decalado respecto del nudo inferior requiere el arriostramiento provisional reutilizable [12] de los extremos traseros del cordón superior en voladizo, la diagonal volada que parte del nudo inferior y del cordón inferior también en voladizo, que se ha decalado 7,5 m respecto del superior (fig. 33), permitiendo controlar las deformaciones durante el transporte e izado, así como la regulación de la posición final de los extremos de la diagonal y cordón inferior traseros en voladizo a la hora de realizar el ajuste con la dovela precedente.

El transporte de las dovelas de canto variable dentro de la obra se realiza mediante el empleo de plataformas autopropulsadas con dos carros independientes (uno por cuchillo de la dovela) con múltiples ejes tractores (fig. 34).

El vano 9 tiene acceso directo por tierra, y el pantalán permite el transporte e izado vertical de todas las dovelas de los vanos 5, 6 y 8 (fig. 29). El vano central entre P-6 y P-7 es el único tramo ejecutado por avance en voladizos al que no hay acceso por tierra.

Durante la fase de proyecto y al inicio de las obras se estudió la posibilidad de realizar el transporte de las dovelas de los dos brazos del vano 7 mediante el empleo de barcazas, pero las dificultades técnicas de esa operación recomendaron desechar este proceso. El izado de las dovelas del tramo central sobre la ría se ha resuelto mediante el empleo de carros de izado móviles, como se describe más adelante.

Mediante este proceso constructivo, los vanos de canto variable se independizan del terreno inferior sin afectar al cauce principal, a las marismas ni a la vegetación de ribera, condicionantes de obligado cumplimiento a respetar desde las bases del concurso del proyecto.

5.3.2. Carros de izado de dovelas

La ejecución del tablero se realiza mediante el avance compensado por voladizos primero desde P-5 y P-8, y posteriormente desde las pilas centrales P-6 y P-7, para lo cual ha sido necesario diseñar y fabricar cuatro carros de izado —dos de ellos fijos y otros dos móviles— sobre los que se dispone un sistema de izado con dos gatos hidráulicos.

Los carros fijos se denominan así porque el izado de una dovela se realiza en posición fija anclada al tablero (fig. 35) y, por lo tanto, su movimiento de avance se realiza con el carro sin carga, soportando solo su peso propio.

Los carros móviles (fig. 36) se denominan así porque son capaces de recoger una dovela en la base de la pila, izarla parcialmente, trasladarla por el aire (bajo el voladizo existente) hasta su ubicación final en el extremo de la ménsula e izarla hasta su posición final para el soldeo con la anterior. Para la ejecución del tramo central entre P-6 y P-7 sobre el agua son necesarios dos carros móviles, motivo por el cual se han diseñado y fabricado dos carros fijos y dos móviles.

El avance por voladizos desde las pilas P-5 y P-8, al existir acceso en todos los tramos por tierra o por el pantalán provisional, los carros móviles funcionan como carros fijos, izando todas las dovelas en vertical con los carros anclados al tablero, sin necesidad de realizar la compleja operación de traslación de una dovela parcialmente izada.

El desplazamiento de los carros sobre la celosía se realiza por medio de patines de deslizamiento que deslizan, mediante el empleo de gatos hidráulicos, sobre unos carriles con apoyos de neopreno-teflón lubricados dispuestos sobre las cabezas de los cordones superiores de la celosía.

Los carros fijos disponen los gatos de izado dispuestos en la vertical sobre los cuchillos de la dovela (fig. 35), donde se colocan las orejetas de izado, coincidiendo sensiblemente con la posición del centro de gravedad de la dovela. Para permitir el posterior ajuste en posición de la dovela, una vez izada, se ha diseñado un balancín con un gato inclinado (fig. 35), enganchado a las orejetas de ajuste, dispuestas en posición más avanzada, de forma que cuando el gato de ajuste se abre, la dovela pivota acercando el cordón inferior a su posición, y si el gato cierra el pistón, pivota en sentido contrario, alejando la posición del cordón inferior [12].

La principal diferencia de los carros móviles con los fijos es que, para permitir el transporte de las dovelas parcialmente izadas, los gatos y cables de izado no pueden disponerse en la misma vertical que las orejetas de enganche en la dovela, dispuestas sobre los cordones superiores, haciendo necesario

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

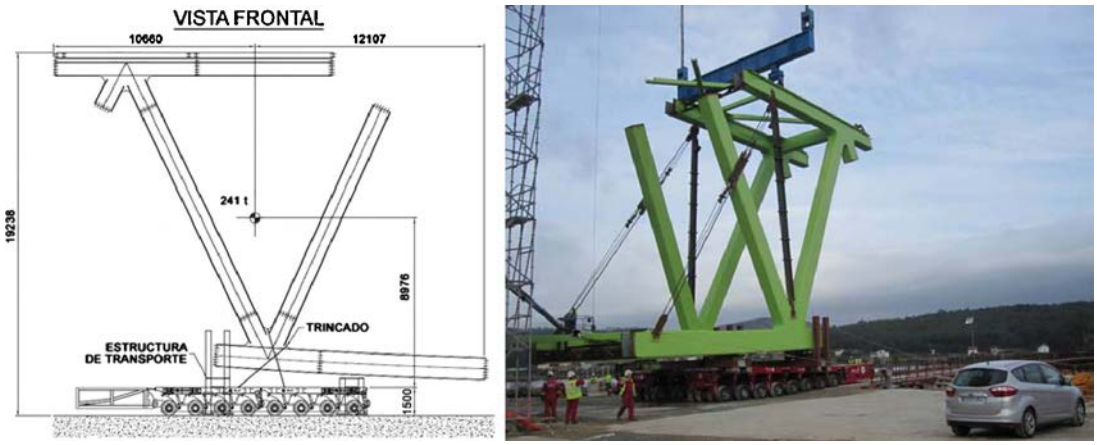


Figura 34. Transporte de dovelas con plataformas autopropulsadas (esquema e imagen).

abrirlos por fuera sobre una viga transversal ubicada sobre el carro y disponer de una viga balancín transversal de enganche entre la dovela y los cables de izado (fig. 36). Para permitir el correcto ajuste en posición de la dovela, una vez que se sitúa en cota, se dispone de cables de enganche a unas orejetas ubicadas en el extremo de la dovela que permiten corregir ligeramente la posición para el soldeo [12].

5.3.3. Ajuste en posición de la dovela y soldadura en altura

Cuando las dovelas se aproximan a su posición, se verifica mediante topografía su correcto posicionamiento en su ubicación definitiva, para proceder a soldarla en altura con la precedente. Durante el proceso de posicionamiento se actúa sobre los gatos de izado y el balancín de ajuste (en los carros fijos) o sobre los gatos de tensión de los cables de rigidización (en los carros móviles). Además se utilizan, en los casos necesarios, trácteles o gatos manuales de aproximación.

Tanto los trabajos de acople como los trabajos de soldadura en altura se realizan desde plataformas de soldeo protegidas del aire y la lluvia diseñadas específicamente para este fin. Cada carro dispone de cuatro plataformas de soldeo: dos delanteras y dos traseras. Las plataformas delanteras habilitan el acceso para el acople y soldadura de los cordones superiores, diagonales y arriostramientos superiores (fig. 37). Por su parte, las plataformas traseras disponen de movilidad longitudinal y regulación en altura, facilitando el acceso a los cordones y arriostramientos inferiores a distinta cota según varía el canto del tablero.

Las plataformas delanteras de soldeo disponen de partes desmontables interiores que deben ser montadas para acceder a la cara interior de los cordones y desmontadas para posibilitar el avance del pórtico. Las plataformas de soldeo traseras sirven a su vez para la retirada de la rigidización provisional durante el avance de los pórticos.

A grandes rasgos, la secuencia del proceso una vez posicionada la dovela izada es la siguiente: montaje de las partes interiores de las plataformas delanteras, acople y soldadura del cordón superior y el arriostramiento superior en cruz de San Andrés, acople y soldadura del cordón inferior y diagonal, cambio de posición de plataformas de soldeo traseras, acople y soldadura del arriostramiento inferior en cruz de San Andrés, soldeo de la cabeza superior del cordón superior, desmontaje parcial de las plataformas de soldeo delanteras y, finalmente,

Figura 35. Izado de una dovela desde carro fijo y detalles de balancín de ajuste.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

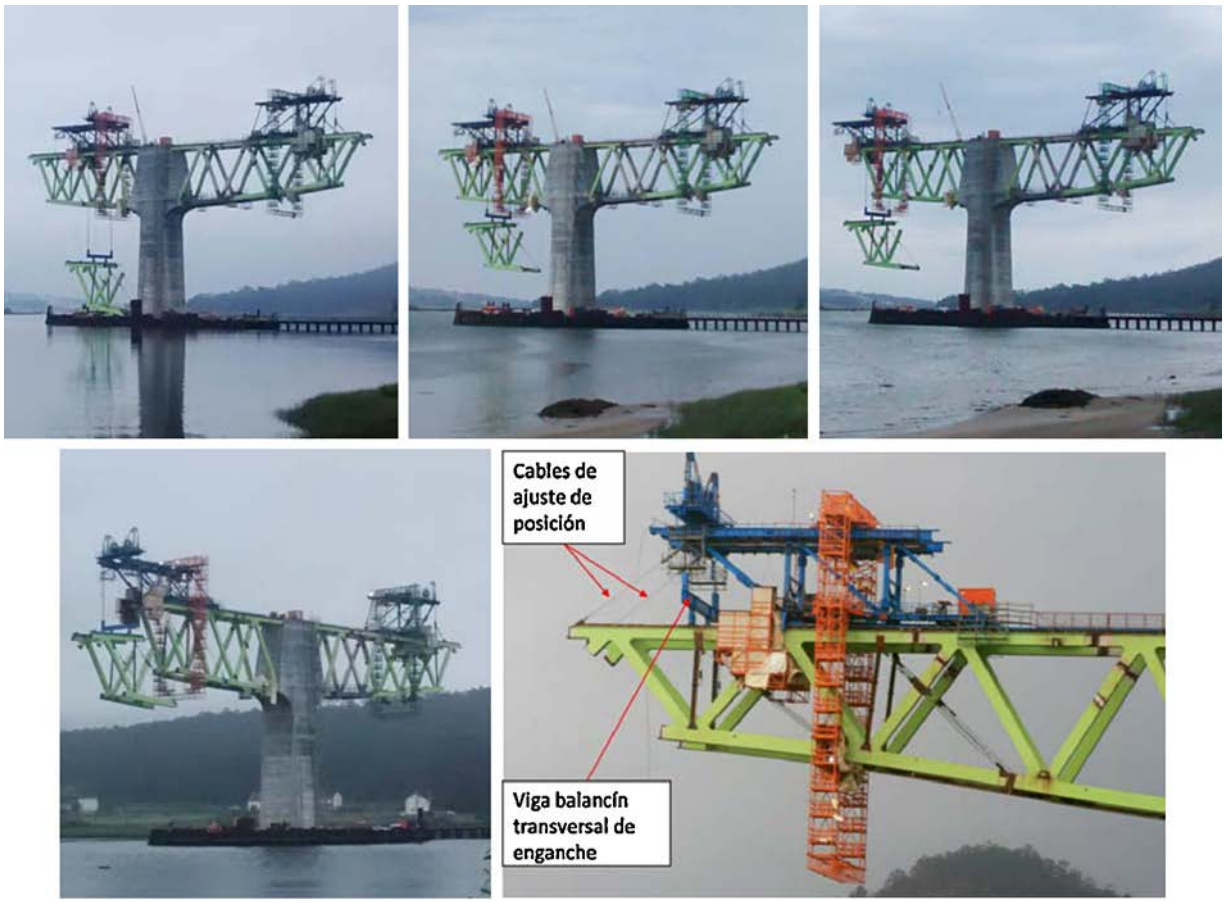


Figura 36. Secuencia de enganche, izado y traslación de una dovela con carro móvil. Izado final en poisción y detalles de viga balancín y cables de ajuste de posición de la dovela.

desenganche de la dovela izada y avance del carro para nuevo izado.

Las imágenes siguientes muestran en fotografías el avance en voladizos sucesivos realizado desde P-5 (fig. 38), así como varias fases del avance en voladizos desde el resto de pilas (fig. 39).

5.3.4. *Cierres del avance en voladizos*

Los cierres de los vanos de canto variable se ejecutan, salvo en el caso del vano 9, mediante una dovela con geometría especial. La dovela se divide en dos partes: el cordón superior, que se suelda a los extremos de los dos nudos adyacentes de ambos voladizos, y la parte inferior de la dovela, compuesta por dos

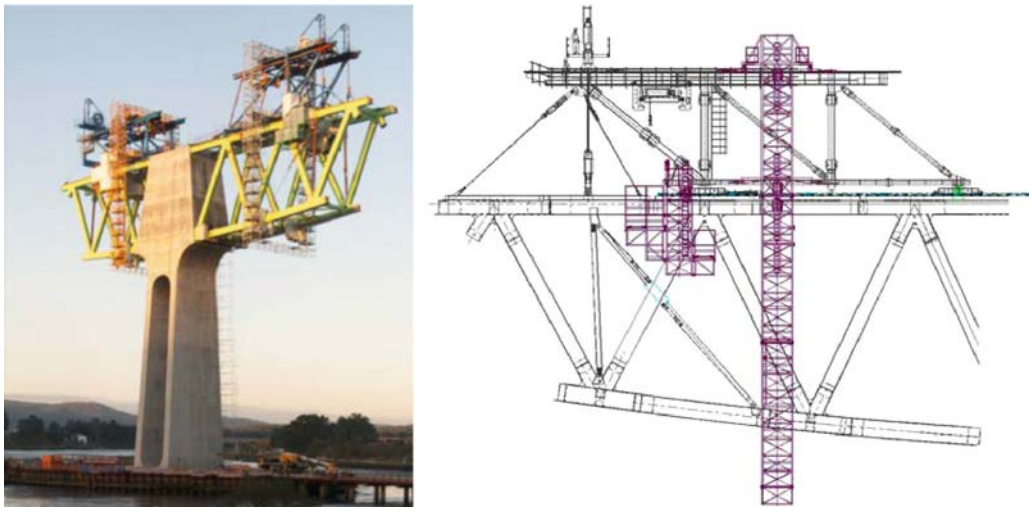


Figura 37. Vista y esquema de plataformas de acceso con zonas protegidas para el soldeo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

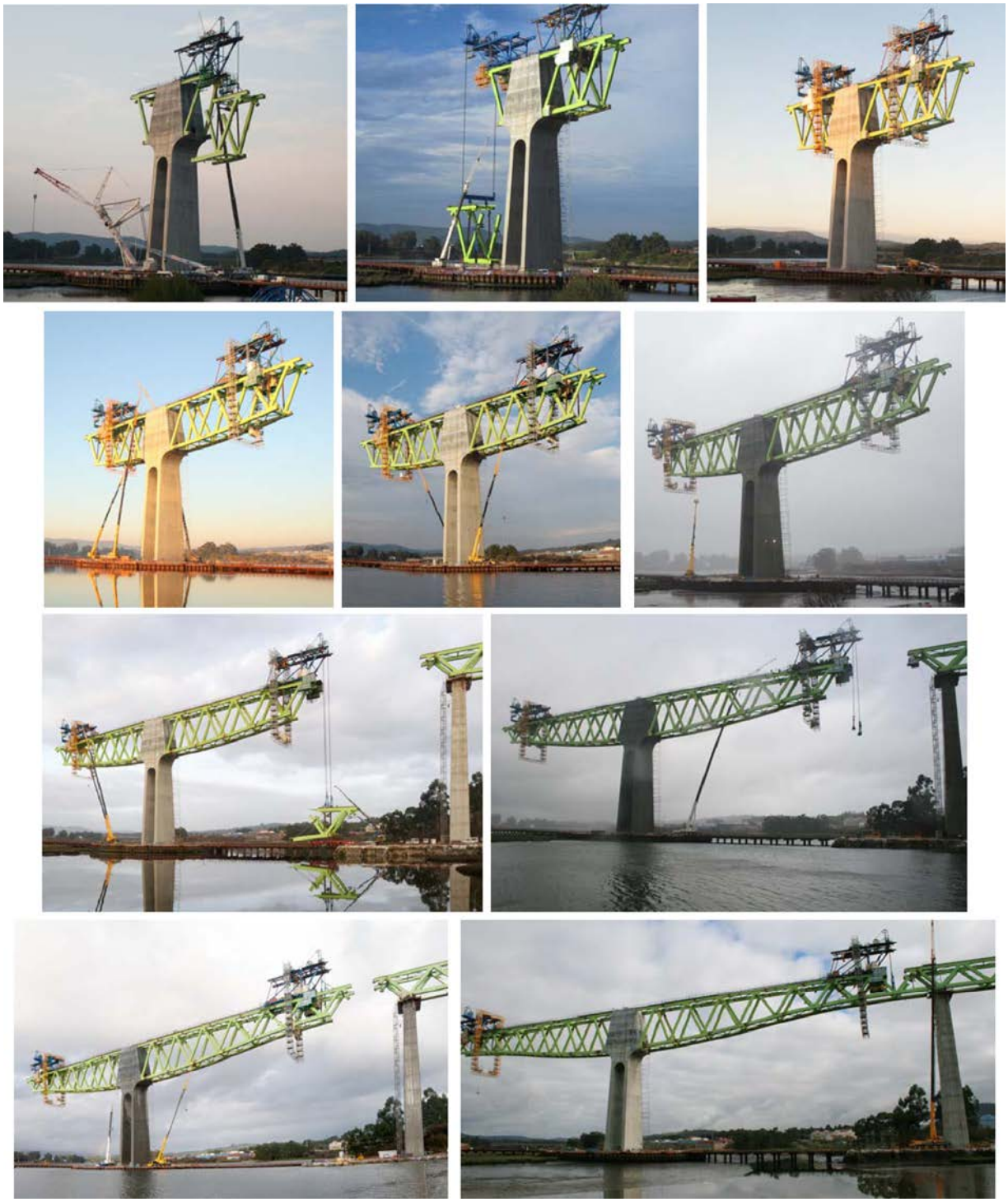


Figura 38. Diferentes vistas del avance por voladizos sucesivos compensados. Pila 5 en primer plano.

cordones inferiores, el nudo central inferior y dos diagonales en voladizo partiendo del nudo inferior.

El proceso de ejecución que se siguió en todos los casos fue el siguiente:

- Izado de la parte inferior de la dovela y ajuste en posición de uno de los dos extremos. En el otro extremo la unión se había diseñado con un carrete en el cordón inferior y en la diagonal para poder ajustar con precisión la longitud.
- Fijación provisional con elementos auxiliares de trincado en el extremo opuesto del cordón y diagonal para posteriormente ajustar la dimensión del carrete de cierre y proceder a su colocación y soldeo.
- De forma simultánea y en horario nocturno, se fija mediante útiles provisionales el extremo de los dos nudos superiores,

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 39. Avance por voladizos sucesivos desde P-5 (a la derecha) y P-8(a la izquierda) y posteriormente desde P-6 y P-7.

para posteriormente colocar el cordón superior de cierre con la ayuda de carretes de ajuste en ambos extremos.

- Una vez soldados y ensayados todos los elementos, se retiran los útiles de trincado auxiliares y se suelta la carga de los carros de izado, dejando el vano en continuidad.

El orden de las operaciones de cierre ha sido el siguiente:

- Cierre del vano 5, junto a P-4, izando la dovela desde el carro fijo del extremo del voladizo de PK– (fig. 40).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

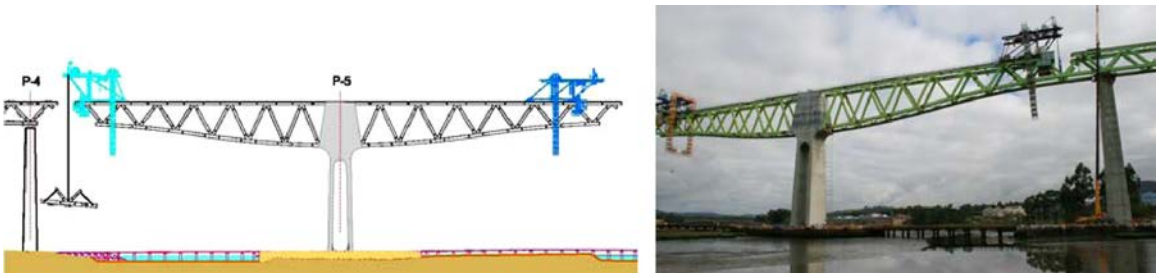


Figura 40. Cierre del vano 5 desde carro fijo.

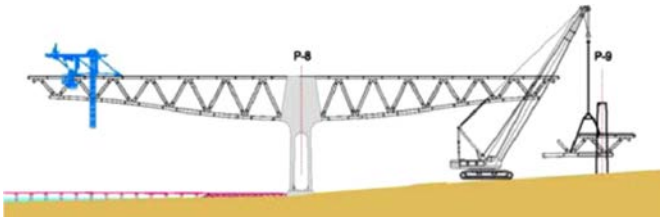


Figura 41. Cierre del vano 5 desde carro fijo, y cierre del vano 9 desde tierra con grúa.

Figura 43. Izado de dovela de cierre del vano 8.

- Cierre del vano 9. Izado desde tierra de una dovela doble mediante el empleo de grúas, dejando la dovela apoyada en la P-9 y soldando el otro extremo al voladizo de PK+ (fig. 41). Desde el extremo de la dovela situada sobre pila es desde donde se izó el vano 10 completo (imagen derecha de la fig. 28).
- Cierre del vano 6, izado de la dovela desde el carro fijo del extremo del voladizo de PK– de P-6 (fig. 42).
- Cierre del vano 8, izado de la dovela desde el carro fijo del extremo del voladizo de PK+ de P-7 (fig. 43).
- Cierre del vano central de 240 m de luz (vano 7) desde el carro móvil del extremo del voladizo de PK+ de P-6 (fig. 44).

5.3.5. Ejecución del hormigón de fondo y de la losa superior

Una vez realizados los cierres del vano 5 y del vano 9 con los vanos laterales en continuidad desde el E-1 hasta P-5 y desde el E-2 hasta P-8, se ha procedido a realizar un descenso simultáneo y controlado de 25 cm de los apoyos de las pilas P-4 y P-9, con objeto de reducir las flexiones en las pilas principales adyacentes P-5 y P-8 por efecto pórtico, al tener vanos muy descompensados a ambos lados (225 y 120 m de luz). Este descenso de apoyos centra los momentos flectores de cargas permanentes en dichas pilas.

Con un cierto decalaje respecto de la ejecución de la estructura metálica, se procede a realizar el hormigonado inferior del tablero en todo el puente, estructural y colaborante en zonas de flexión negativa y a modo de mero cierre formal en zonas de flexión positiva sin conexión con la celosía para hacer la sección interiormente visitable e inspeccionable. El hormigonado de fondo se ejecuta mediante el empleo de un carro de encofrado (fig. 45) que se va desplazando por la zona de canto constante y de canto variable del viaducto, colgado de una estructura auxiliar superior que se apoya en las cabezas de los cordones superiores.

Figura 42. Izado de dovela de cierre del vano 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 44. Izado de dovela de cierre del vano 7.

Figura 45. Vista del carro de encofrado del hormigón de fondo.

La losa superior se ejecuta también de forma decalada respecto de la estructura metálica y del hormigonado de fondo, sobre las prelosas superiores de ancho completo que se colocan con una grúa torre dispuesta sobre el propio tablero metálico (fig. 46).

El hormigonado de la losa superior se ha realizado, como suele ser habitual en puentes mixtos con losa armada, siguiendo una secuencia que evite la fisuración bajo peso propio de las zonas de negativos (fig. 46). Se ha puesto especial cuidado en el método de curado, de forma que se evite la fisuración temprana por retracción de la losa, curando con riego continuo por aspersión y protección con geotextiles.

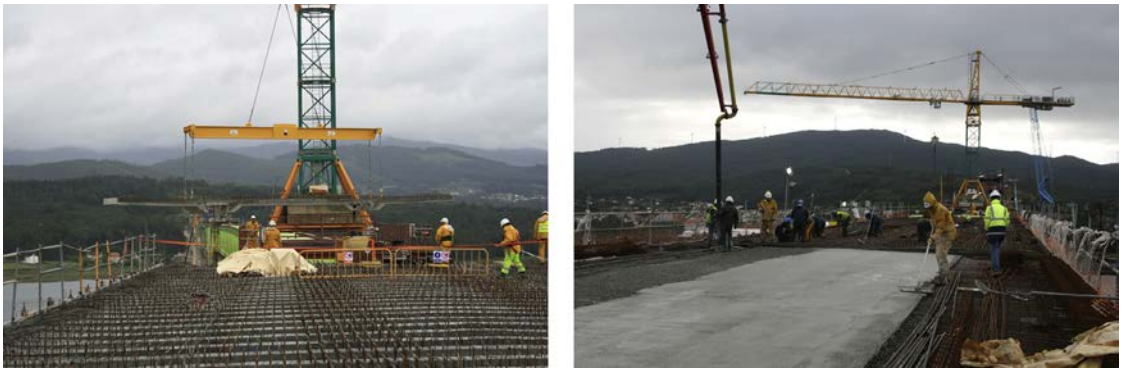


Figura 46. Colocación de prelosas de todo el ancho en el tablero y hormigonado de losa superior.

Figura 47. Vista del viaducto concluido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 48. Vista lateral del viaducto concluido.

6. Conclusiones

Con la puesta en servicio del Eje Atlántico de Alta Velocidad entre Pontevedra y A Coruña, en la primavera de 2015, el viaducto sobre el río Ulla (figs. 47 y 48) se ha convertido en el récord del mundo en la tipología de celosía mixta de alta velocidad, con 3 vanos de 225 + 240+ 225 m que superan al del puente de Nantenbach, con 208 m de luz, que ostentaba el récord desde su conclusión en 1993.

Como se ha descrito en el artículo, hay un buen número de circunstancias que hacen del viaducto del río Ulla un viaducto único, entre las que cabe citar:

- El empleo de tres complejísimos procesos constructivos diferentes: con izado de vanos completos, lanzamiento de vanos laterales y avance por voladizos sucesivos de dovelas metálicas en los vanos principales.
- El empleo de medios auxiliares únicos fabricados ex profeso para la ejecución del viaducto.
- El empleo de recintos de tablestacados de grandes dimensiones (hasta 68 m) para la ejecución de las cimentaciones de las pilas de la ría en seco.
- La fabricación tumbada de la dovela cero de las pilas centrales del cauce (de 35 m de longitud y 17,5 m de altura y 2 × 375 t de peso) y su compleja operación de verticalizado e izado, que ha supuesto un reto nunca realizado hasta la fecha.
- El empleo de aceros de alta resistencia termomecánicos poco habituales en España en puentes (S-460-M y S-460-ML).
- La instalación de tres grandes naves de montaje de dovelas en obra con gálibo libre interior de 20 m.
- El transporte e izado de dovelas dentro de la obra de hasta 17,5 m de altura y 300 t de peso con carros con multiejes autopropulsados.
- El empleo de hormigones con alta resistencia en las pilas centrales (HA-70) y hormigones autocompactables.
- La realización de hormigonados continuos sin interrupción en cimentaciones con más de 5.000 m^3 durante más de 70 h con control de la temperatura del fraguado con termopares.
- Un sistema de control de calidad de la ejecución de la estructura metálica pionero en España que marcará la línea del control en puentes y viaductos metálicos y mixtos.

Todas estas singularidades han hecho merecedor al viaducto del río Ulla del premio Construmat 2015 en la modalidad de mejor Obra Civil, del premio San Telmo 2015 concedido por la demarcación de Galicia del Colegio de ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, y del accésit al VII premio Acueducto de Segovia 2015 concedido por el Colegio de Caminos Canales y Puertos y la Fundación Caminos.

Anexo 1. Principales participantes en el proyecto y la obra

Proyecto del Viaducto del río Ulla

Promotor:

Dirección General de Ferrocarriles, Ministerio de Fomento

Director del Proyecto: Ángel Lanzarote

Concepción y proyecto del Viaducto del río Ulla:

IDEAM: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Luis Matute, Carlos Gordo, Jesús Martín, Alicia de Frutos

Asistencia Técnica para la redacción del proyecto:

UTE IDEAM-Euroestudios

Autor del Proyecto: Francisco Millanes (IDEAM)

Construcción del Viaducto del río Ulla

Promotor y Dirección de Obra:

ADIF Alta Velocidad / Dirección General de Ferrocarriles, Ministerio de Fomento

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Dirección de Obra: Rubén A. Estévez (ADIF AV) / Marina Soler (Ineco)

Asistencia Técnica a la Dirección de Obra:

TYPSA: Luis Conde, Carmen Casas, Mar Cariño, Jaime Losada

Asesoría especializada en estructuras a la Dirección de Obra y a la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra:

IDEAM: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Pedro Atanasio, Adrián Sánchez, Juan Luis Mansilla, Jokin Ugarte, Carlos Gordo

Entidad de Control de la estructura metálica de la Dirección de Obra:

Applus

Control de calidad del resto de la obra (por parte de la Dirección de Obra):

Enmacosa

Constructora:

UTE río Ulla. Dragados-TECSA

Gerente: Pedro Chico / Jorge Sánchez; Jefe de obra: Imanol Güemes; Coordinador de ejecución de la estructura metálica: David Mouriño; Jefa de Calidad: Susana Cuevas

Apoyo Técnico a la Constructora:

Servicios Técnicos de Dragados: Luis Peset, Felipe Tarquis, Susana López Manzano, Pilar Hue

Fhecor ingenieros consultores: Hugo Corres, Julio Sánchez, Javier de Cabo, Miriam Alonso

Talleres Metálicos:

Ascamón-Joama / Martifer / Emesa / Dizmar

Entidad de Control de la estructura metálica del Contratista:

Alfainstant y AMT

Aparatos de apoyo esféricos:

VSL

Lanzamiento de vanos 3 y 4, e izado de dovelas de vanos 5, 6, 7, 8 y 9 de canto variable:

VSL

Izado de vanos 10, 11 y 12 y transporte de dovelas en la obra:

ALE

Subcontratistas de cimentaciones:

Cimentalia, Geocisa, Rodio-Kronsa, Pilotes Posada, Amilibia

Subcontratista fabricante de prelosas:

Precon

Bibliografía

[1] F. Millanes, L. Matute, M. Ortega, D. Martínez, E. Bordó, Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para viaductos de las líneas de alta velocidad españolas, Hormigón y Acero 62 (259) (2011) 7–27.

[2] O. Schwarz, W. Zellner, R. Saul, Three bridges with the longest spans for the new high-speed railway lines, SEI 2 (2) (1992) 87–92, IABSE.

[3] F. Millanes, L. Matute, M. Ortega, C. Gordo, «El viaducto sobre el río Ulla en el Eje Atlántico de Alta Velocidad: una celosía mixta de 240 m de luz», V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[4] S. López, I. Muñoz, F. Tarquis, F. Millanes, M. Ortega, R. Estévez, et al., «Ejecución de las cimentaciones del viaducto del río Ulla en la ría de Arosa», V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[5] R.A. Estévez, F. Millanes, M. Ortega, A. Ferrandis, «Nuevos planteamientos en el control de la ejecución de puentes metálicos: el viaducto mixto sobre el río Ulla», V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[6] F. Millanes, M. Ortega, P. Atanasio, J.L. Mansilla, D. Mouriño, «Concepción de los detalles de la estructura metálica del viaducto del río Ulla», VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[7] AENOR AEN/CTN 140 (2008): Eurocódigo 3 «Proyecto de estructuras de acero». Parte 1-9: «Fatiga». UNE-EN 1993-1-9.

[8] F. Millanes, J. Pascual, M. Ortega, Viaducto 'Arroyo las Piedras'. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas, Hormigón y Acero (243) (2007) 5–38.

[9] F. Millanes, E. Bordó, J. Martín, J.L. Mansilla, Viaducto de Archidona (L.A.V. Antequera-Granada), 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación, Hormigón y Acero 270 (2013) 7–32.

[10] S. López, F. Tarquis, D. Mouriño, J. Sanchez, R.A. Estévez, M. Ortega, «Ejecución de los vanos de acceso del viaducto del río Ulla de la margen izquierda mediante lanzamiento», VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[11] D. Mouriño, S. López, J. Sanchez, F. Tarquis, R.A. Estévez, M. Ortega, «Izado de los vanos de acceso de la margen derecha del viaducto del río Ulla», VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[12] M. Ortega, J.A. Becerra, R.A. Estévez, P. Chico, H. Corres, J. Sanchez, «Ejecución de los vanos de canto variable por avance en voladizos sucesivos del Viaducto del río Ulla», VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Available online at
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(277):e1–e25
www.e-ache.com

Original

Viaduct over Ulla River in the Atlantic high speed railway line: A composite (steel–concrete) truss world record

El viaducto del río Ulla en el Eje Atlántico de Alta Velocidad: una celosía mixta récord del mundo

Francisco Millanes Mato [a], Miguel Ortega Cornejo [b,*], Rubén A. Estévez Sánchez [c]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, Spain*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, Spain*
[c] *Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Estado, ADIF Alta Velocidad, Madrid, Spain*

Received 19 August 2015; accepted 29 September 2015
Available online 30 March 2016

Abstract

With the commissioning of the Atlantic high speed railway line between Pontevedra and A Coruña, in the spring of 2015, the viaduct over the river Ulla has achieved the world record in the typology of high speed composite truss bridge, with three main spans of 225 + 240 + 225 m. This exceeds the Nantenbach Bridge over Main River in Germany, which held the record since its conclusion in 1993 with a 208 m span.

This article describes in detail the design and the main features of the viaduct, the new system of quality control of the execution implemented with great success. A description is also presented on the complex and outstanding construction processes used for the execution of the deck of the bridge and the foundation of the piers located on the river, with the exceptional temporary works that have been fabricated "*ex profeso*" for the execution.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Steel structure; Truss; Double composite action; Balanced cantilevers; Lifting; Launching

Resumen

Con la puesta en servicio del Eje Atlántico de Alta Velocidad entre Pontevedra y A Coruña, en la primavera de 2015, el viaducto sobre el río Ulla se ha convertido en el récord del mundo en la tipología de celosía mixta de alta velocidad con tres vanos de 225 + 240 + 225 m que superan al del puente de Nantenbach sobre el río Main, en Alemania, que ostentaba el récord desde su conclusión en 1993 con 208 m de luz.

Este artículo describe con detalle la concepción y las principales particularidades del viaducto, el novedoso sistema de control de calidad de la ejecución implementado con gran éxito, así como los complejos y singulares procesos constructivos empleados para la ejecución del tablero y de las cimentaciones de las pilas en el cauce, junto con los excepcionales medios auxiliares que ha sido necesario fabricar ex profeso para su ejecución.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Estructura metálica; Celosía; Doble acción mixta; Avance en voladizos; Izados; Lanzamiento

* Corresponding author.
E-mail address: miguel.ortega@ideam.es (M. Ortega Cornejo).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.01.001
0439-5689/© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

1. Introduction

The viaduct over River Ulla at the mouth of Arosa Estuary constitutes the most prominent structure on the Atlantic high speed railway line between Pontevedra and A Coruña in northwestern Spain. Its three centre spans are now the world's longest on a composite truss bridge for high-speed rail traffic [1].

Its site near the Arosa Estuary, in extraordinarily beautiful surroundings subject to strict environmental protection, induced the Directorate General for Railways to shortlist an ideas competition. The solution submitted by IDEAM was awarded the contract for the detailed design, which was geared to meeting the following objectives:

- to sustain the aesthetic proposed and ensure that the structure would blend into its surrounds;
- to minimise the number of piers in the riverbed while building the viaduct to the technical requirements of a high speed railway bridge at an affordable cost;
- to deploy construction processes with the lowest possible impact on the riverbed and banks;
- to maximise transparency and minimise the visual impact on the surrounding landscape.

The prominence of the works and their inevitable effect on the landscape called for a design that would blend suitably with or even enhance the surrounds. The solution, inspired by the beauty and environmental variety of the estuary, was based on a highly transparent truss design in which depth transitions between the riverbed piers were smoothed with fish belly-shaped curvatures. The resulting deck appears to 'float' over the estuary (Figs. 1 and 2), in a deliberate digression from the traditional angular variations in depth that would have rendered the support afforded by the centre piers overly conspicuous.

With its pearl grey concrete and light green steel truss, the viaduct blends discreetly and elegantly with the surrounds, where the predominantly green woodlands and grey river are sprinkled with bright reflections on the occasional sunny day and filtered through a cloak of mist and fog on so many others.

2. Structural concept and description

The conditioning factors described in the Introduction informed a solution consisting in a continuous truss bridge with a steel and concrete structure that would afford double composite action in the negative moment areas. The typical approach spans were to measure 120 m and the three long main spans 225, 240 and 225 m, the longest 20% longer than the former world record 208-m centre span on Nantenbach Bridge over the River Main [2] in Germany.

The design for the 1620 m viaduct envisaged 12 spans ($50 + 80 + 3 \times 120 + 225 + 240 + 225 + 3 \times 120 + 80$ m) (Fig. 1) and two joints fitted with track expansion devices at the abutments.

The five variable depth spans (Fig. 2) were designed to measure 17.90 m over the bearings (17.50 m steel) and 9.15 m (8.75 m steel) at mid-span, and the likewise composite truss on

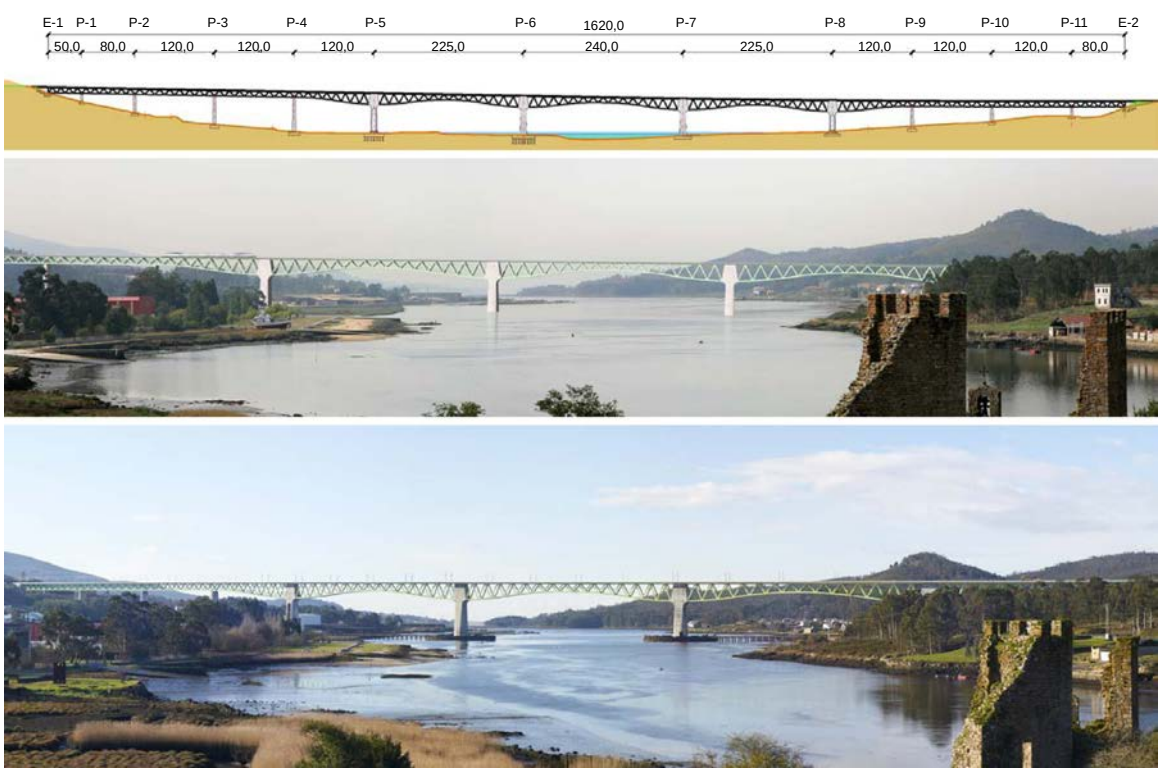


Figure 1. Elevation drawing, simulation and photograph of the finished viaduct over the River Ulla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 2. Variable depth centre spans. Pier 5 in the foreground.

the 120-m approach spans were to have a constant total depth of 9.15 m.

The four artfully designed goblet-shaped centre piers (P5 to P8) were to be stiffly secured to the composite truss deck, forming a composite portal frame sufficiently stiff in the three centre (225 + 240 + 225-m) spans (Fig. 2) to bear the strain induced by high speed and the concomitant live loads on alternating spans.

The design optimised the stiffness in the four main piers to constrain deck rotation as required, while controlling the bending moment transferred via frame action to the pier foundations to elude any need for over-dimensioning [3].

To that end, the main side piers (P5 and P8, Fig. 2), located on the outer ends of the 225-m spans, were designed with two unengaged walls restrained at the foundations and pierhead. This arrangement would control the moment restraint deriving from the hugely different lengths of the two adjacent spans (225 and 120 m), as well as the bending moment stemming from temperature- and rheology-induced pierhead displacement. These effects would be perceptibly greater in P5 and P8 than in the two centre piers (P6 and P7) due to the substantially longer distance, on the order of 350 m, to the zero displacement point on the deck.

The remaining approach piers were designed to have conventional hollow rectangular sections and variable length- and transverse dimensions. In the design, the spherical deck bearings on these piers were longitudinally detached, with transverse displacement constrained in one of them and free on the other.

The Warren truss envisaged in the design would consist in 15-m long modules in which the two lateral sets of nodes on the upper chord would be spaced 6 m apart and the diagonal web members slanted at around 45° from the horizontal in the constant depth area; the sheet steel would form parallelograms 0.80 m wide and 1.00 m deep on the upper chords and diagonals and 0.80 m wide and 1.20 m deep in the bottom chord.

In the design, the upper chords were crowned with an additional closed profile welded to the upper flange to be embedded in the concrete slab. By welding the connectors to the sides of this member, the load transfer axis in the connection would be closer to the barycentre of the upper slab, thereby reducing eccentricity-induced parasitic bending moments on the connection (Fig. 3).

S355-J2+N and S355-K2+N (for sheets over 60 mm) quality steel was specified for the truss in the approach spans, and S-460-M and S-460-ML (for sheets over 65 mm) in the three variable depth, longer centre spans.

The top slab depth was to vary from 0.46 to 0.25 m and the RC-35 cast-in-place concrete was to be poured on composite, full-width precast slabs.

In the design, the RC-50 bottom slab would be cast between and secured to the two bottom chords to establish double composite action in the areas subjected to negative moments. In all other areas, the bottom concrete slab would consist in merely formal, i.e., non-structural, concrete to facilitate inspection and maintenance (Fig. 4). Except as otherwise indicated below, the aforementioned design specifications were implemented in viaduct construction.

3. Foundation construction

Further to the geological survey, the uppermost level of the ground under the alignment consists in loose colluvium on the banks and alluvium in the estuary, both resting on a granite substratum with a more or less altered surface.

The abutments and simple land-side approach piers P1 to P4 and P8 to P11 have shallow foundations (footings) built over the granite substratum where the mean allowable stress is 1.00 MPa. Two of the three riverbed piers (P5 and P6) rest on 1.5-m diameter capped piles restrained in the sound granite,

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

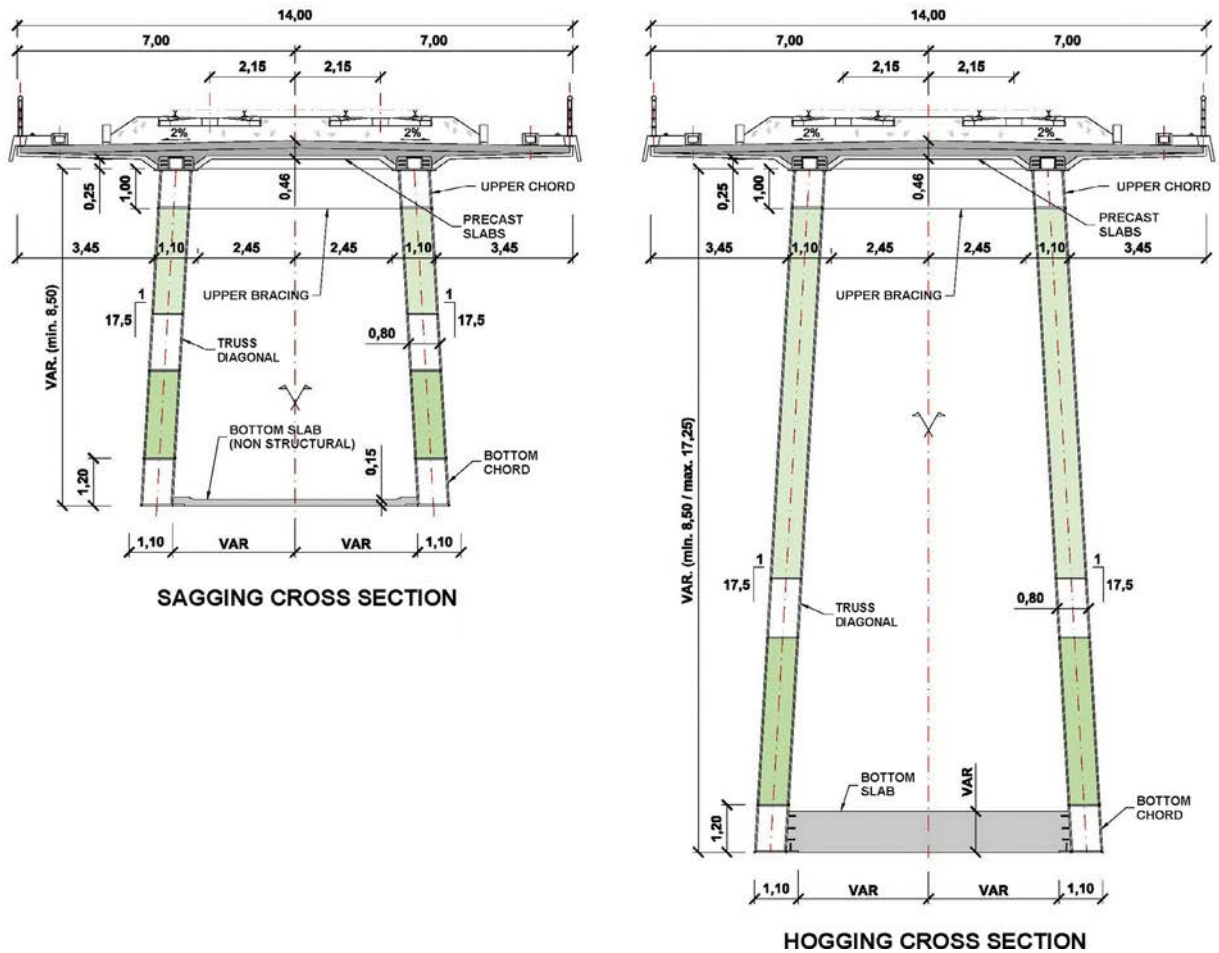


Figure 3. Typical cross-sections.

while the third (P7) has shallow foundations built directly on the rocky substratum.

3.1. Provisional wharf to access riverbed foundations

A provisional wharf was built to provide access to the foundations for the three riverbed piers (Fig. 5) and carry the steel deck segments to the positions from which they could be hoisted into place. The nearly exclusive use of land-based resources for construction that this entailed hastened works progress while respecting the environmentally protected banks.

The deck over the wharf consisted in a series of statically determinate steel spans 6 m long and 14 m wide (Fig. 6) to accommodate two 4.5-m traffic lanes separated by a 1-m

Figure 4. Side view and interior of the truss viewed from the bottom concrete slab.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 5. Wharf and foundation enclosures for riverbed piers P5, P6 and P7.

central reserve, plus two 2-m wide outer corridors divided in two, half for laying supply pipes for the construction areas and the other half for pedestrian traffic. This deck was supported by lintels resting on steel CHS piles 800 mm in diameter and 12 mm thick, driven with a pile hammer to the sound layer. Ref. [4] contains a detailed description of the typical cross-section and construction process for the wharf.

3.2. Provisional sheet pile enclosures in riverbed foundations

Provisional enclosures (Fig. 5) were built around the sites for the three riverbed piers for dry construction of the foundations. These enclosures were also used as working platforms to erect the piers and hoist the steel deck segments into position.

These structures, with 62-, 68- and 65-m outer diameters at piers P5, P6 and P7, respectively, consisted in sheet piles forming two concentric rings spaced at 10 m and designed to bear bending moments. Both rings were hooped with circular braces positioned at several levels, the steel hoops on the outer ring to bear tensile and the reinforced concrete hoops on the inner ring to bear compressive stress [4].

The inner sheet piles in piers 6 and 7 were driven to rock depth. The excavation depths were 8 m in P5, 10.5 m in P6 and 13 m in P7 (Fig. 7). At peak high tide the estuary rises to 2.54 m above sea level, very near the elevation of the enclosure platforms (+3.0 m). Such deep excavations, on the order of 15 m, and the presence of water around the exteriors, called for enclosures with substantial retaining power.

The outer rings were braced with perimetric S-355 steel hoops. Piers 5 and 6 were hooped with one such member each, while two were required in pier 7 (Fig. 7).

Figure 6. Wharf for accessing pier P5, P6 and P7 foundations.

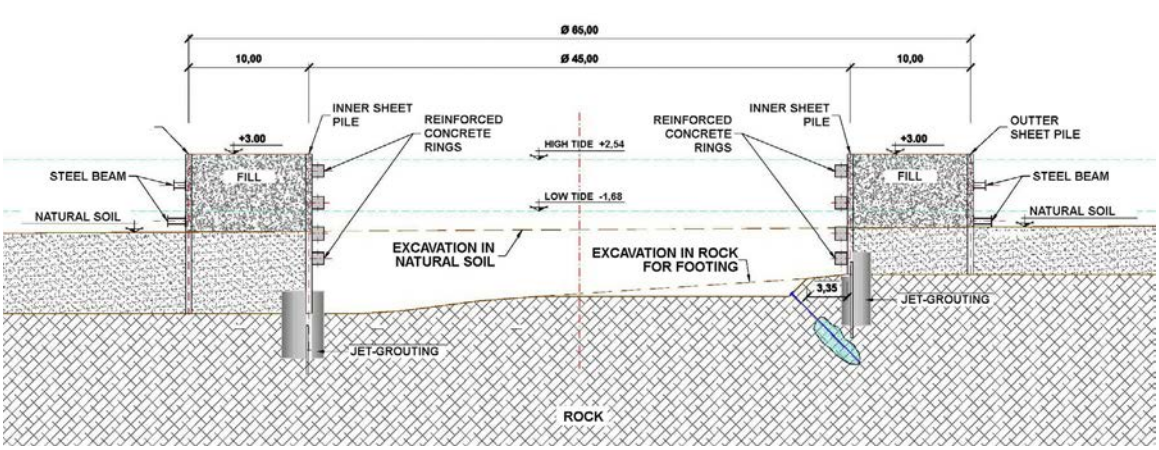


Figure 7. Sheet steel enclosure around pier P7 foundations.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 8. Inner excavation in P5 enclosure.

The compression braces circling the inner sheet pile walls were RC-40 hoops with a 1.0 × 1.0-m rectangular cross-section. Three braces were needed in piers 5 and 6 (Fig. 8) and four in P7.

In addition, a double ring of columns was jet-grouted around the inner sheet pile wall in all three enclosures to seal the interface between the rock and the sheet piles to prevent leakage. These columns also played a structural role in pier 6, where the bearing capacity inherent in their circular shape provided lateral support for the toes of the sheet piles.

As greater strength was needed to restrain the toes on the inner sheet piles in pier 7, which became detached during excavation, a reinforced micropile was built at the foot of each sheet pile to resist the resulting shear stress (Fig. 7).

3.3. Enclosures and riverbed foundations

The sheet piles for the outer rings in the enclosures were vibration driven from the wharf and subsequently braced with steel hoops.

The backfill for the inner enclosure ring was dumped from lorries standing on the wharf into the stipulated space, previously lined with geotextiles to minimise the outflow of fines into the estuary.

The sheet piles for the inner enclosures were then driven from the surface of the fill, after which the feet of the sheet piles were superjet-grouted. Lastly, the P7 enclosure was micropiled from the platform.

Pier 5 foundations consisted in 42 capped piles 1.5 m in diameter, while in pier 6, 56 piles were driven 1.5 m into the grade I-weathered granite substratum. In both cases the operations were performed from the top of the enclosure fill at an elevation of +3.0 m. The piles were sheathed in re-usable casing until they struck rock; the use of sludge was avoided to prevent possible leakage to the estuary. The casing was driven until contact was made with the more or less altered rocky substratum or, where it appeared, with very dense, compact granite gravel. After all the piles were driven, the enclosures were excavated (Fig. 8), the hoops were built at the respective levels and the pile heads were cut down (Fig. 9) to accommodate the rebar (Fig. 10) and cast the concrete for the pile caps.

The pier 5 and 6 pile caps measure 30 × 24 × 4.5 m (Fig. 10) and 34.5 × 30.5 × 5 m, respectively; the bottom pile cap elevation is −5.0 m in the former and −7.5 m in the latter.

Given these dimensions which translated into a volume in the larger of the two of 5260 m^3, concrete casting was hardly an insignificant operation. Concrete was poured continuously, in one case for over 50 h, in the three riverbed pier foundations. Several types of concrete were used, depending on the layer of the pile cap. SCC-35 self-consolidating concrete was applied in the bottom 0.7 m to ensure adequate placement around the dense bottom reinforcement; conventional vibrated RC-35 was used in the middle area; and FRC-35 fibre-reinforced was poured in the uppermost metre to prevent surface cracking. Furthermore, in the inner area that interfaces with the concrete pier, the material used was of the same quality in both, RC-70. The RC-35 piles were designed for service loads of 8 MPa.

The shallow foundations under pier 7 consist in a 27 × 24 × 5.25-m footing, set at a depth of 8.6-m. The lean concrete (RC-15) across which the footing rests on the grade III- (or lower) weathered granite substratum bears a maximum cobarycentric stress of 0.76 MPa and a maximum peak stress of 1.00 MPa (Fig. 11).

Upon completion of the riverbed foundations, the enclosures were filled and the inner hoops demolished, in the reverse order of construction during the filling operation. The inner sheet piles

Figure 9. Cutting down P5 foundation pile heads.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 10. Reinforcement for P5 pile cap (30 m × 24.5 m × 4.5 m).

were subsequently removed, leaving the islands ready for deck segment transport and hoisting.

The tops of the P5, P6, and P7 pile caps are located on the order of 1 m below the natural riverbed. Consequently, with the removal of the inner fill, the outer enclosures and the wharf after the deck was erected, the estuary was restored to its original state.

4. Deck manufacture

In light of the singularity and complexity of the steel structure and the huge volume (nearly 20 000 t) of structural steel required for the deck, the contractor proposed and the site management agreed to divide manufacture between two groups of steelworks. Initially, half of the viaduct was to be manufactured at the Ascamón-Joama plants in the Spanish region of Asturias and the other half at Martifer, a plant in Portugal. The complexity of the works and the construction deadlines subsequently necessitated the enlistment of two additional manufacturers in the Spanish region of Galicia: Emesa and Dizmar (Fig. 12).

To simplify handling, manufacture and shipping, the trusses forming the deck were conceived from the design phase to comprise the following standard components (Fig. 13): upper nodes, upper chords, diagonal web members, bottom nodes, bottom chords, tie girders and cross-braces.

Once all the separate components of each segment were made, they were welded into larger sub-assemblies: node + chord or node + chord + node. These sub-assemblies and the remaining standard components (diagonal web members, tie girders and braces) were shipped to the site yards for final assembly.

To that end, three large-scale segment assembly bays (Fig. 14) were built on site, all with capacity to assemble segments up to 17.5 m high. In addition, wide spaces were cleared near abutment 1 (A1) and underneath the viaduct between pier P9 and abutment 2 (A2) for use as on-site storage and assembly yards.

4.1. Steel structure quality control

The detailed specifications for the project laid down the general criteria on which on-site workmanship quality control for the steel structure was based [5]. The core principle consisted in vesting the contractor with responsibility for accrediting steel

Figure 11. Rocky substratum under P7 prior to pouring the blinding.

Figure 12. Site map of steelworks commissioned to manufacture the steel structure for the viaduct.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

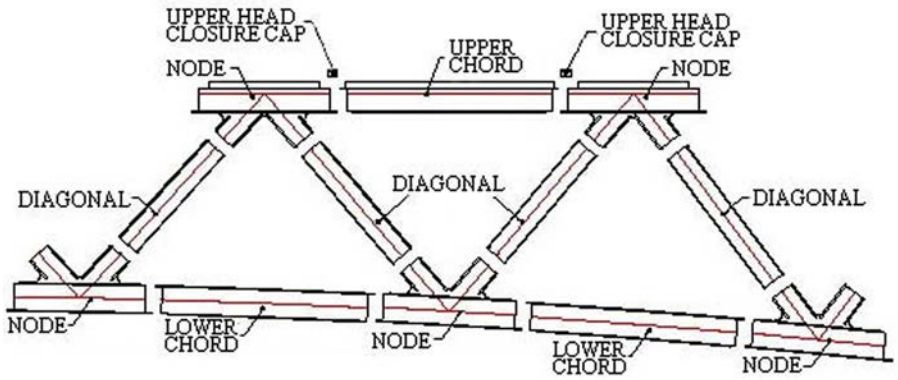


Figure 13. Breakdown of trusses into components manufactured at the steelworks.

structure conformity to the existing legislation on steel structures as part of its quality control programme. The aforementioned specifications stipulated that the contractor could be commissioned to directly conduct and certify all the controls set out therein or assume responsibility for the control conducted by the steelworks, subject to verifying at least 20% of the plant trials. Consequently, the unit price included the cost of all control tasks incumbent upon the contractor.

The detailed specifications required the contractor to ensure compliance by each and every manufacturer with absolutely all the stipulations on control and hire an independent control body to be permanently on site at the plants and the worksite. This body was responsible for certifying conformity of steel structure workmanship on behalf of the respective manufacturer and reporting to the site management accordingly.

It also supervised and validated at-plant and on-site steel structure manufacture throughout, including material orders and acceptance, approval of welds and weld procedure qualifications and review of the workmanship controls and non-destructive testing (NDT) conduced at the plant.

In addition to continuous plant and quality control system supervision and auditing, the contractor's quality control bodies (Alfainstant and subsequently AMT) verified at least 20% of the trials conducted by the steelworks. Such verification was not confined to merely repeating non-destructive tests (penetrant testing, magnetic particles inspection, ultrasonic testing and radiographic testing), but during the assembly stage also included inspection of sheet cutting and edging (groove preparation), dimensional controls, pre-weld visual controls and geometric controls and trial assembly, to name a few.

In addition to the contractor's control system, the site management was assisted by a team of engineers (TYPSA), on which the designer firm (IDEAM) sat as expert steel structure adviser, as well as by a further independent quality control body (Applus). The latter audited the contractor's entire workmanship control system and had further verification trials (around 20%) conducted by a QC laboratory which also performed random NDT verifications.

The contractor's entire control system was set out in three inspection point programmes: steelworks manufacture, worksite plant assembly and on-site assembly, which established the percentage of self-control trials conducted by the manufacturer and the verification trials conducted by the contractor's control body.

The contractor's quality assurance plan described the control systems and mechanisms and contained an organisational chart showing the tasks and responsibilities of all the agents involved in manufacturing and quality control. It also established the mechanisms for reporting incidents and non-conformities.

A manufacturing or assembly incident was defined as a flaw or non-conformity detected at the steelworks during any of the manufacturing stages. All incidents, regardless of their

Figure 14. On-site segment assembly bays.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

significance, were reported to the contractor's and the site management's control bodies. Minor incidents were reported by the manufacturer, documented and solved, with no need to suspend production. Incidents of greater significance were reported to the control bodies and the solution agreed upon by the contractor's control body and the manufacturer, based on the repair procedure proposed by the latter.

Workmanship flaws or defects detected by the contractor's control body but not by the manufacturer's quality control system constituted non-conformities.

Non-conformities were filed, for instance, when the steelworks plant detected recurrent incidents in a given process, such as dimensional flaws or defects in typical welds identified by ultrasonic testing, denoting a systematic flaw of much greater significance than an occasional individual flaw or defect calling for process or control procedure restructuring rather than mere sporadic repair.

Non-conformities identified by the contractor necessitated suspension, documentation of the non-conformity, analysis of the cause and proposal not only of an ad hoc solution, but corrective measures to prevent systematic or recurrent defects. Implementation of repairs and resumption of production was contingent upon the site management's validation of the proposal.

The inspection point programmes stipulated specific control procedures and acceptance criteria. Measures were taken prior to works commencement to ensure that all the actors involved in workmanship control were fully aware of the criteria to be applied and the schedules that would be used to validate each specific trial. At the River Ulla Viaduct, control was based primarily on European standards (EN series) and their translation into Spanish (UNE-EN series). Other legislations (essentially American, AWS series and similar) were resorted to only in the absence of relevant EN standards.

After welding, plant sub-assemblies were only authorised for shipping or worksite yard steel segments for on-site assembly where conformity with all the workmanship controls and NDTs laid down in the respective inspection point programme was documented and fully certified.

4.2. Shop drawings for steel structures

The complexity of the works, the geographic scatter of the steelworks and the many control agents involved led the contractor to hire a Steel Structure Construction Coordinator, who served as a liaison between the site management and its technical assistance team for steel structure-related matters. One of the foremost responsibilities of the position was to coordinate and unify all technical proposals for adapting, modifying or adjusting a given detail among all the plants.

Another essential factor on which control was based was the system for approving and validating shop drawings for the steel structure.

The steelworks developed detailed shop drawings and cutting sheets for each steel plate from design drawings. Responsibility for accrediting shop drawing and cutting sheets conformity was vested in the contractor, who in turn outsourced the task to a specialised consultant. After the shop drawings were approved, they were forwarded to the site management's technical assistance team for in-plant supervision and authorisation or observations for corrections.

The complexity of the steel structure called for considerable prior study and development of a series of recurrent details by all the parties concerned (steelworks plants, contractor and technical support team, together with the design engineer who assisted the site management) to ensure that the shop drawings contained the solutions for all connections, welds, transitions and specific details to prevent problems from arising during construction. The level of definition of the shop drawings for the steel structure is described in Ref. [6].

Many possible worksite problems were avoided by not accepting under any circumstances drawings for dimensionless or tabulated typical details that failed to represent plate thickness, geometry, angle of incidence, root openings, root faces or groove preparations at all the specific welded connections.

The 131 design drawings defining steel structure details spawned over 6000 shop drawings and nearly 20 000 cutting sheets, with precise definitions for each steel plate, connection and weld on the bridge. Such meticulous engineering was imperative to guarantee the satisfactory visualisation of all the details, given the need to comply with very strict fatigue resistance standards in light of the mission and nature of this composite high speed viaduct.

4.3. Assembly sequence drawings

In addition to the shop drawings and cutting sheets, assembly drawings were prepared for each typical component (upper nodes and chords, diagonal web members, bottom nodes and chords, upper and bottom tie beams and cross-braces), defining:

- the assembly bedplates;
- weld order and sequence, including the pre-assembly tack welds;
- weld procedures, methods and positions and thermal pretreatment;
- the ancillary resources needed to provisionally brace the steel plates in each component;
- tools for turning and all other ancillaries required for handling components;
- all the intermediate stages involved in assembling standard components, sub-assemblies or segments.

As the fatigue resistance of a permanent bridge component may be weakened by welded ancillaries, re-usable hoisting and turning tools (Fig. 15) were designed for handling nodes, chords, diagonals and so on with no need for such devices. This proved to be an efficient and effective approach, given the modularity of the structure and the many components with identical outer geometries.

Where lugs were needed to assemble large-scale segments on site, they were consistently defined on shop drawings with

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 15. Manufacture of a recumbent node.

suitable fatigue details, dismounted further to specific removal and repair procedures and subject to intense subsequent control.

4.4. Splicing of standard components and fatigue resistance design

The connections between chords and nodes were designed to elude the need for four welds on the same cross-section, staggering flange and web connections with a geometry that favoured welding bearing elements prior to loading them with the elements to be borne. As Fig. 13 shows, as a rule the nodes were formed with the end of the bottom flange cantilevered and the end of the upper flange set back. That geometry was reversed in the chords to simplify adjustment and assembly and to avoid establishing four welds on the same section (Fig. 16).

With this geometry, a coupon could be cut into the top flange at the end of the chord to more readily perform three full penetration butt welds with flush-finish dressing inside the cross-section (formed by the webs and the bottom flange). As a result, a fatigue detail category 71 [7] weld with a backing strip was converted into at least a fatigue detail category 80 butt weld dressed to flush [7].

Figure 16. Detail of node-upper chord connection with staggered welds.

Wherever possible, steel structures should be designed without single-sided welds, which indispensably call for the use of steel backing strip. Rather, butt welds should be made from both sides or from one side with provisional ceramic backing strips and subsequent dressing to a flush finish. Butt welds with steel backing strip, in addition to delivering a lower detail category, may generate a series of problems described in greater depth in [6].

As a rule, in a more conventional bridge with composite girders or box girders, such as the Arroyo las Piedras [8] or Archidona [9] composite high speed railway viaducts, the main butt welds in webs and flanges are nearly always made from both sides, obviating the need for single-sided welds with steel backing strip. In trusses, on the contrary, the latter solution must often be adopted, for the connections between nodes and chords and nodes and diagonal web members are often accessible from the outer side only, necessarily requiring the use of steel backing strip.

On the River Ulla Viaduct, although efforts were made to minimise their use, many connections, such as between diagonal web members and nodes (Fig. 13) or the welds joining flanges in node-chord connections, called for steel backing strips. Ref. [6] contains a detailed description of the precautions that must be taken in the performance and control of single-sided butt welds with backing strips to ensure that the connection actually welded is a fatigue detail category 71 according to UNE-EN 1993-1-9 [7].

4.5. Fatigue in connections and transitions

In a truss structure with nodes at 15-m intervals, the connection details are recurrent, with the exception of minor variations in the dimensions (thickness) of the plates and the welds. Hence the importance of a suitable approach with a design geared to welds with a satisfactory fatigue detail category.

A few examples of the main repetitive details, in which each node was fully defined on the shop drawings from the outset, are summarised below.

- The drawing on the left in Fig. 17 details the transition for the fillet weld between the flange and web of a diagonal or chord at its interception with a truss node, where the diagonal or chord flange is joined to the web in the truss node with a partial penetration weld, generating a cup hole in both the plan and elevation views, which was remedied with transitions and moderate grinding along the edges of the weld. To ensure suitable fatigue performance, 12 cup holes had to be sealed in each node. To elude the existence of such a large number of sealing strips, which could detract from durability, the solution adopted was a moderate transition with slopes of 1/5 between the fillet weld outside, and the partial penetration weld inside, the centre of the node, as shown in the photograph on the right in Fig. 17.
- The detail for web insertion nodes called for transitioning from two partial penetration but welds with groove preparations on the notched flange only to two partial penetration welds with groove preparations on both the notched flange

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

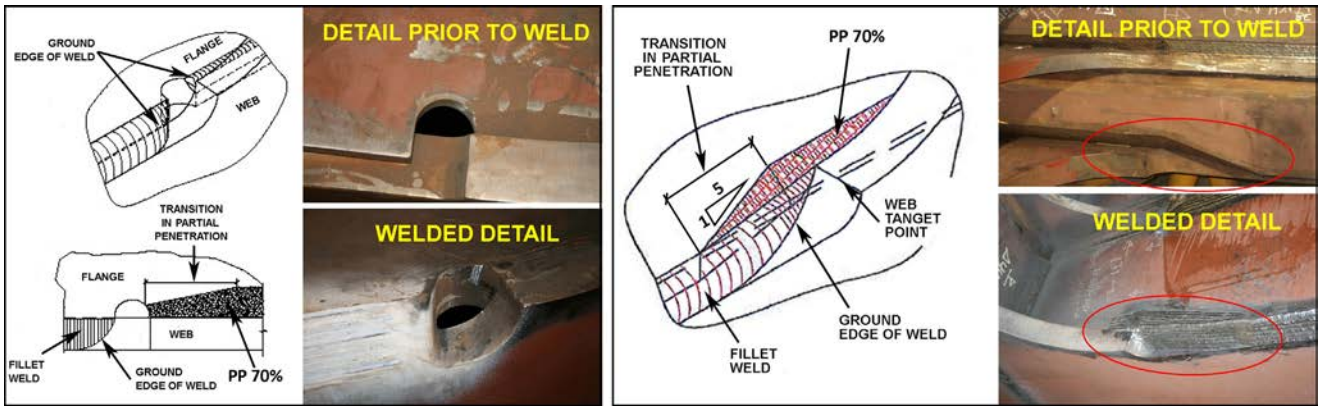


Figure 17. Transition in diagonal or chord flange insertion in nodes: original detail with cup hole (left) and detail with transition and no cup holes (right).

and the edge of the web. That in turn required moderate (1/5) transitioning to accommodate the change in the groove, as defined in detail in the shop drawings for each case (Fig. 18).

- Further to detail 3 in Table 8.4 in Ref. [7], to attain a fatigue detail category 80 the edge finish on the webs in web insertion nodes must be tapered and rounded with a radius of over 150 mm and have a ground tangent weld (Fig. 19).
- Fig. 20 depicts the detail for the end of the weld connecting a web to an upper flange on the bottom node or a bottom flange on the upper node, where the partial penetration weld between notched flange and web was crowned with a tapered, 1/5 slope transition at a cup hole located at the end of the web. The cup hole was subsequently sealed with a plate to ensure node weather-tightness.
- To brace the upper truss chords along the entire deck and the bottom chords in the variable depth area, a bracing plane had to be established with X-braces made of CHS profiles, welded to gussets in turn welded to the node flanges. Application of this solution, which is more or less conventional in steel and composite decks, to a highly recurrent detail on this viaduct

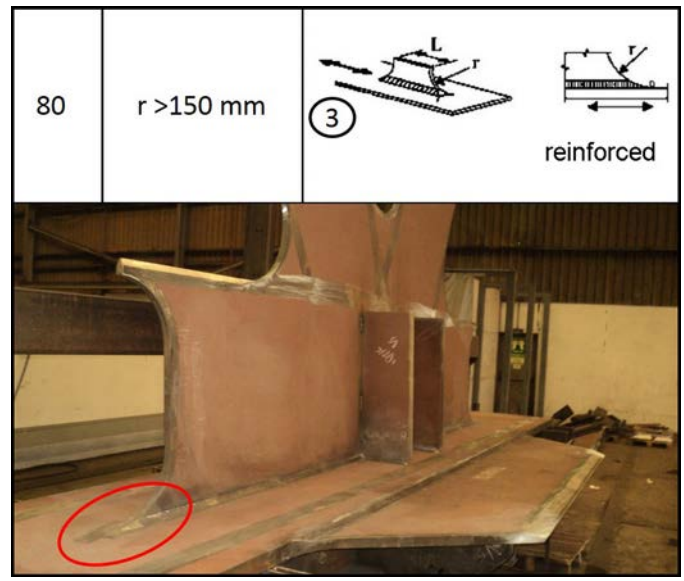


Figure 19. Detail of end of web with ground tangent finish in web insertion node.

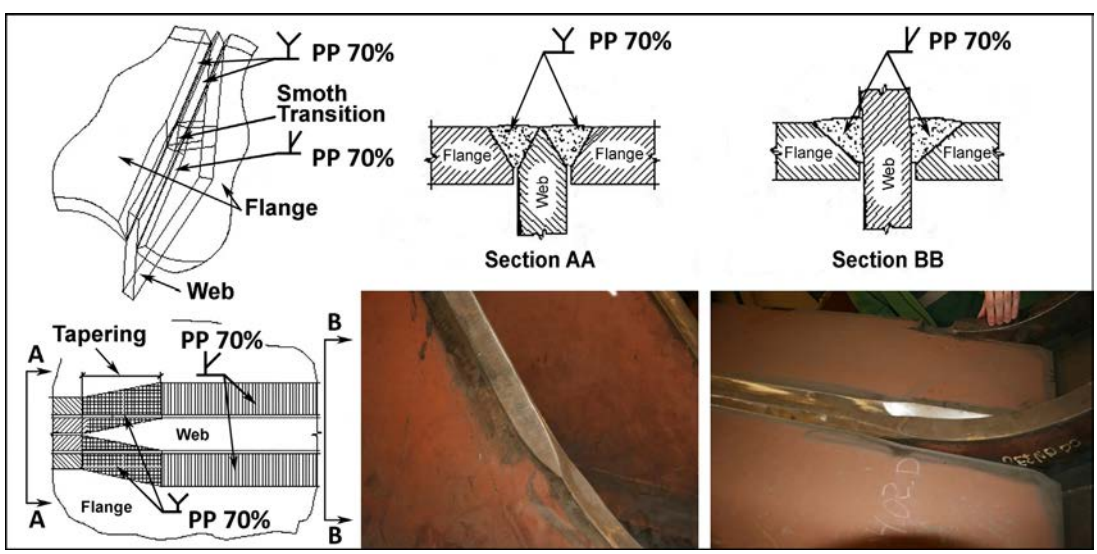


Figure 18. Detail of smooth transitions in groove preparations in web insertion nodes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

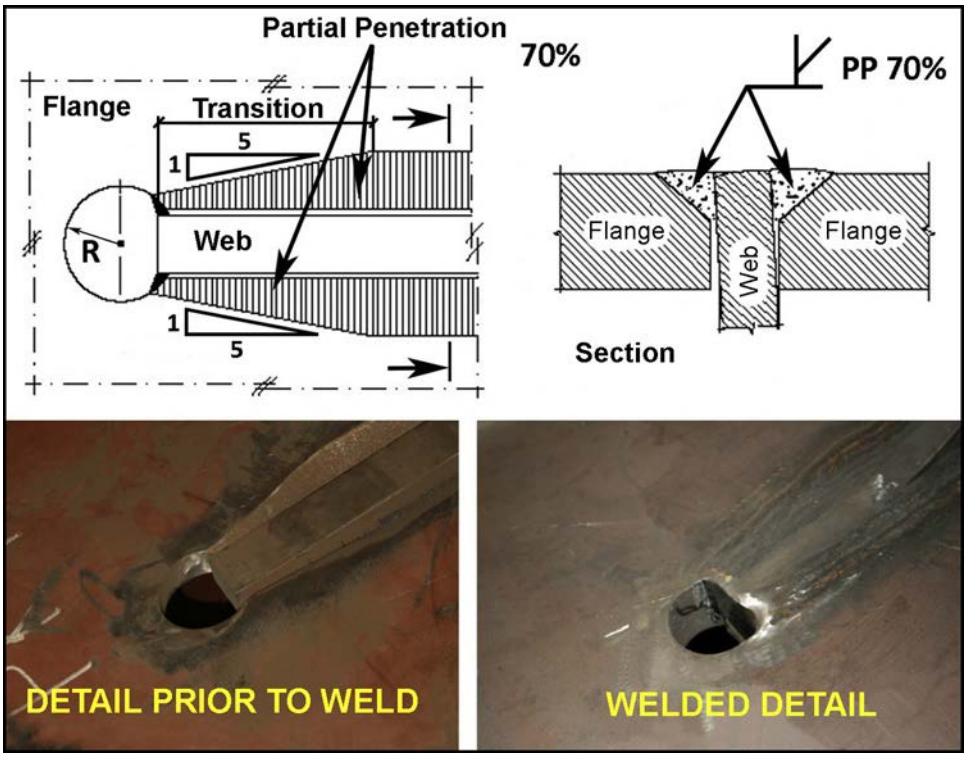


Figure 20. End of web in nodes, cup hole at end of web and weld transitions.

was contingent upon the following precautions to ensure its suitability.

- Further to detail 4 in Table 8.4 in Ref. [7], to comply with a fatigue detail category 90, gusset edges must be tapered and rounded with a radius of over 150 mm and the edge of the weld must be ground (Fig. 21).
- Gussets must as a rule be thinner than the main plates on a bridge, in this case on the nodes. Consequently, resorting to the more conventional solution of transitioning from the thicker steel was not judged to be the best approach, for it would have weakened the strength of the main longitudinal section. Here, butt welding the gusset to the flange and transferring the stress on the gusset to the flange more smoothly with an additional fillet weld was deemed to be a more suitable solution (Fig. 21).

5. Deck construction

5.1. Launching gantry construction of left bank approaches

The design for the steel structure in the four constant depth (50 + 80 + 120 + 120 m) approach spans on the left bank (Fig. 1), positioned between A1 and P4, stipulated that the segments should be hoisted onto provisional shoring where they were to be welded to ultimately form a continuous girder.

After the works were awarded, the River Ulla joint venture studied an alternative procedure. The initial proposal was adapted to use launching technology on spans 3 and 4 (between piers P2 and P4) in light of the scant accessibility of these areas, particularly for segments and cranes, in addition to the presence of two roads underneath the alignment between P2 and P3 and a railway track near P4.

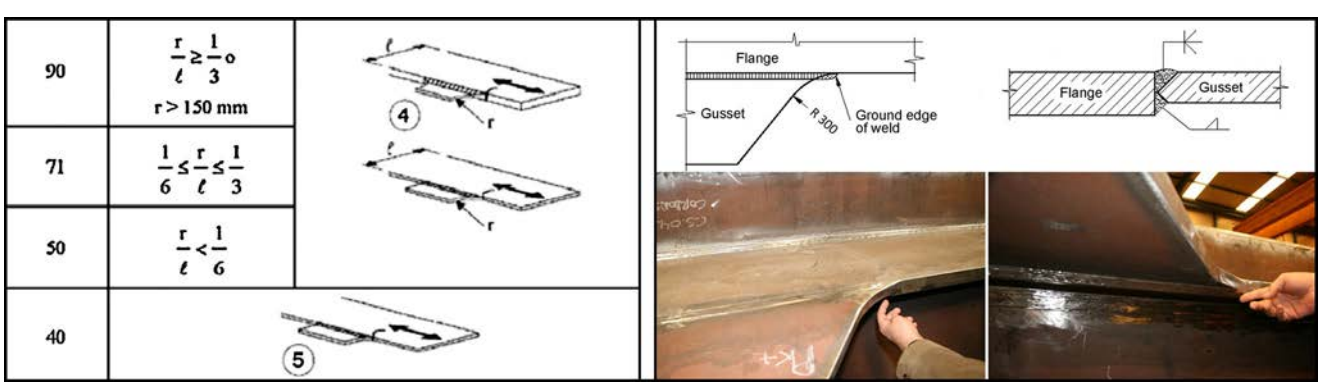


Figure 21. Detail 4 from Table 8.4 in Ref. [7] and tangent weld in a gusset-flange node.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

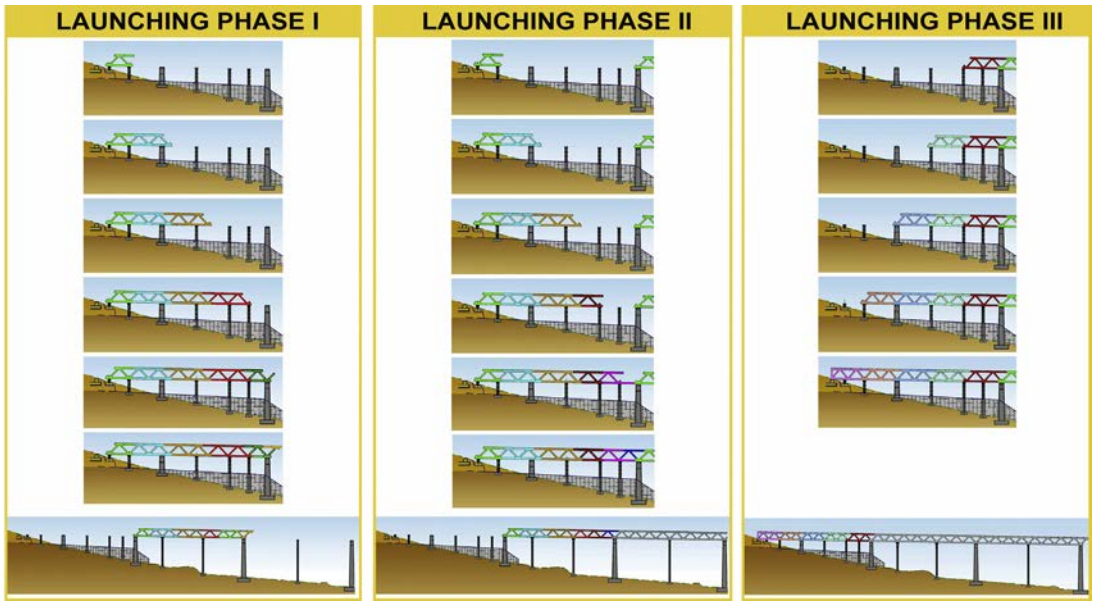


Figure 22. Construction and launching sequences in spans 1 to 4.

This construction procedure, in keeping with the original design, adopted the general principle of building a continuous girder as the bearing structure and an overhead yard between A1 and P2 for segment assembly, while eluding hoisting operations between P2 and P4.

The launching gantry had to be installed on piers P1 and P2 and provisional overhead shoring was required to avoid interference with a tunnel close to A1 in the preceding section of railway, awarded to another contractor.

Construction on the four spans was divided into three stages, as shown in Fig. 22.

In the first stage, the segments needed to build 120-m span 4 were hoisted with cranes to the launching gantry and positioned on shoring between A1 and P2 and on piers P1 and P2. Upon completion, this 120-m section was launched from P2 to P3 from an ancillary structure anchored to P2. Given the -1.8% grade in this stretch, the section was back-stayed to A1 throughout the operation, during which jacks positioned on P2 pulled on the gradually lengthened back stay cables.

Shoring sited at two intermediate positions between P2 and P3 served as support for the section launched, shortening the length of the cantilever (Fig. 23). Several of the shoring structures between A1 and P2 were used for provisional assembly operations only, i.e., not for launching operations per se.

In the second stage, the span 3 segments were hoisted to the launching gantry and connected to the section launched previously by continuous welding. The full 240-m section comprising spans 3 and 4 was then launched from P3 to P4 (120 m).

The photograph on the left in Fig. 24 depicts the beginning of the second stage, as the section was launched off P3, while the middle photo shows the section in place between P3 and P4 at the end of the operation. An intermediate shoring structure positioned between P3 and P4 reduced the front end span to 60 m. The picture on the right in Fig. 24 shows a crane hoisting the stage 3 segments (Fig. 22) between P2 and A1.

Ref. [10] contains a detailed description of the launching process; the criteria followed to position jacks on some of the provisional shoring to directly or indirectly control the reaction on each bearing throughout the process; the intermediate stages between two launches; the ancillaries needed for the operation, including front jacks and collapsible nose beams, rear jacks, lugs for hooking onto the launching units and back stays, among others; and the controls conducted during the two operations.

Figure 23. Segment hoisting, first launch and section after launching from P2 to P3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 24. Second stage, 240-m section launched between P3 and P4, and hoisting segments in stage 3.

5.2. Hoisting of full sections to build right bank approaches

In the design, the three constant depth approach spans (120 + 120 + 80 m) on the right bank of the River Ulla running between P9 and abutment A2 were to be erected by hoisting segments onto provisional shoring where they would be welded to ultimately form a continuous girder.

In the absence of any hindrance at ground level between P9 and A2, the River Ulla joint venture proposed to adapt the construction procedure and sequence, building the three spans on more readily accessible low shoring platforms directly underneath the final deck location, and subsequent hoisting into place one by one. The construction and hoisting sequences are shown in Fig. 25.

In the first stage, the sections were built underneath the future deck on shoring barely raised off the ground (Fig. 26).

To hoist the 465-t structure for span 12 (Fig. 27), it was provisionally restrained by anchoring the top of segment zero to adjacent abutment A2 and attaching boxes filled with sand to the bottom as an arrester against the abutment [11]. Due to its delta shape and hinge at its provisional bearing, the zero segment on the P11 end was temporarily restrained (from the time it was positioned until immediately prior to hoisting) to prevent overturn. The hoisting cables were then hooked to the end of span 12 and secured with back stays to the heavier preceding section to prevent overturn during hoisting, during which the provisional torque restraint was released.

The hoisting and staying reactions as well as segment zero geometry were controlled during hoisting.

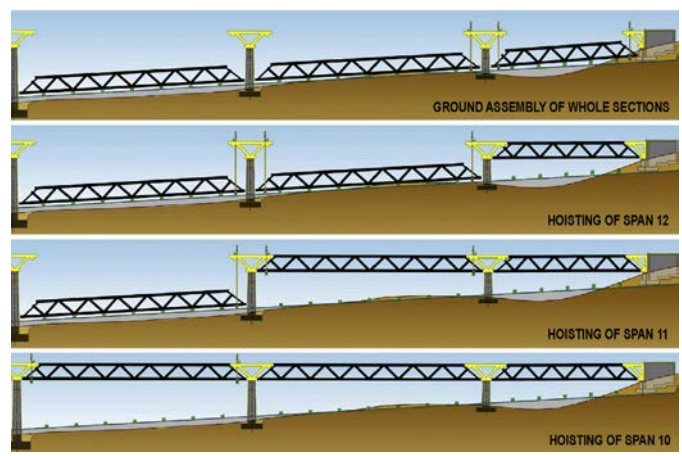


Figure 25. Hoisting sequence for approach spans 12, 11 and 10.

After the first section was hoisted, its zero segments on both ends were provisionally secured and thus braced it was welded into position, after the connections were duly fitted. Reels with extra cable were designed for each connection and positioned at the ends of the chord and diagonal for quicker and easier alignment of the components for overhead connection.

With the first section in place and segment zero on the second in position at P10, span 11 was hoisted between P10 and P11 (left photograph in Fig. 28). As this 900-t, 120-m long (centres) section had to be offset on the span 10 side with a section of similar characteristics and weight, to secure segment zero on P10, a counterweight had to be used to enhance safety and prevent possible overturn of the pierhead segment during hoisting.

Figure 26. Sections for spans 10–12 built on the ground, ready for hoisting.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 27. Hoisting sequence for 465-t approach span 12 between A2 and P11.

In the third and last hoisting operation, the 965-t section running between P9 and P10 was raised from both ends and joined by continuous welding to the two adjacent spans (photograph on the right in Fig. 28).

See Ref. [11] for a detailed description of the hoisting process for these three spans and the ancillaries needed.

5.3. *Balanced cantilevering construction of variable depth spans*

Due to the environmental protection afforded the estuary, the five variable depth centre spans, measuring a total of 930 m, were erected with balanced cantilevering techniques from the four centre piers, as envisaged in the design (Fig. 29).

The large size and heavy weight of the steel 'W'-shaped zero segments in each pierhead added to construction complexity. Each side of the 375-t segment measured 35 m long and 17.5 m high. The standard components shipped from the plant were assembled with each side of the segment face down on the platforms resting on the sheet piles at the foot of each pier (left photograph, Fig. 30) used to build the foundations. Once all the components were welded, the two sides were uprighted simultaneously with a large (25-m high) provisional ancillary structure positioned on the pierhead (right photograph in Fig. 30). This complex operation involved simultaneously jacking the top members of the zero segment upward and sliding the bottom members, propelled by jacks and connected to skid shoes, toward the pier on tracks (Fig. 30).

The two uprighted sides of the segment were balance-hoisted (left photograph in Fig. 31) to the pierhead elevation. To position these two huge elements in their permanent location they had to be skidded inward, secured to a pin connection at a lower level and subsequently rotated from the head of each side to slope each half-segment on a grade of 1/17.5. Once in their permanent position, the two sides were inter-braced at the upper tie girders and their bottom chocks were concreted (right photograph in Fig. 31).

The concrete pierheads were subsequently cast, after which the piers and zero segment were ready for balanced cantilevering to commence.

Beginning at the zero segment, the steel structure to be cantilevered was divided into full width, 15-m long segments, with a 7.5-m stagger between the ends of the upper and bottom chords to facilitate overhead assembly. The following segments were cantilevered off piers P5-P8 (Fig. 32).

- Six segments were built in span 5 (PK−) and six in span 6 (PK+) from pier P5.
- Six segments were built in span 6 (PK−) and six in span 7 (PK+) from pier P6.

Figure 28. Hoisting sequence for spans 11 (left) and 10 (right).

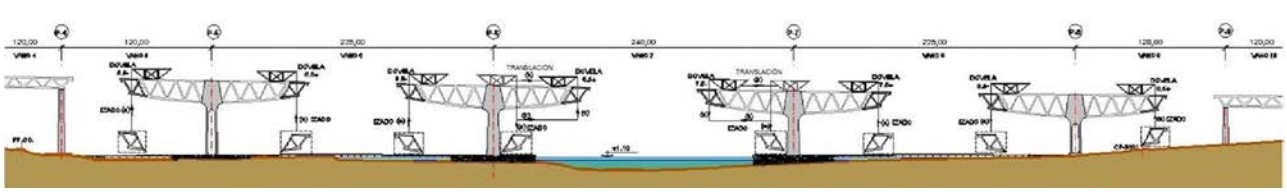


Figure 29. Balanced cantilevering in the five variable depth centre spans.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 30. Zero segment construction and uprighting at the foot of the pier.

Figure 31. Hoisting zero segment and positioning on pierhead.

- Seven segments were built in span 7 (PK−) and six in span 8 (PK+) from pier P7.
- Six segments were built in span 8 (PK−) and six in span 9 (PK+) from pier P8.

5.3.1. On-site variable depth segment assembly and transport

The variable depth segments were assembled in two of the three assembly bays sited alongside the river banks (middle and right-hand photographs in Fig. 14). The segments measured nearly 17.50 m high (the biggest ones) by 7.10 m across at the top and nearly 10 m at the bottom and 22.5 m long from the nose of the upper chord to the rear of the bottom chord. They weighed a maximum of 300 t each.

In light of their enormous size, for readier construction and shipping, the variable depth segments were divided into the following standard components: rear-cantilevered upper chord, front-end upper node, front-end diagonal and cantilevered rear diagonal, bottom node and cantilevered bottom chord, tie girders and cross-braces for upper and bottom nodes and chords (Fig. 33).

The segments were assembled on a production line two-by-two and trial assembled (Fig. 33) to ensure perfect alignment of the six ends after hoisting. Where physical trial assembly was not performed, the segments were joined virtually with computer software to ensure the same degree of precision and accuracy.

The elements on the 'open' segments (with staggered upper and bottom nodes [12]), i.e., the cantilevered rear of the upper chord, the cantilevered diagonal springing from the bottom node

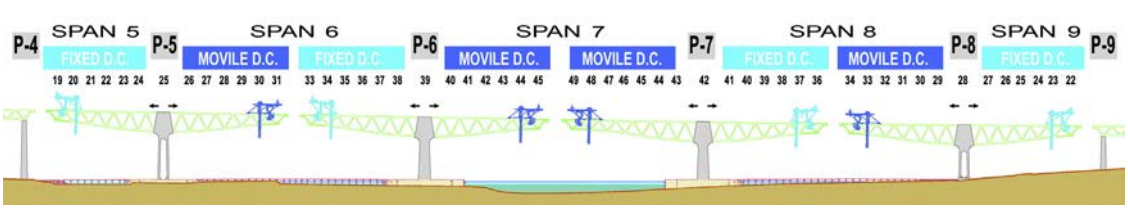


Figure 32. Division of the five variable depth spans into segments, showing derrick cranes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 33. Segment breakdown into components and two segments assembled on the ground.

and the cantilevered bottom chord, staggered 7.5 m beyond the upper chord (Fig. 33), had to be provisionally secured with specially designed braces. These devices controlled strain during transport and hoisting and adjusted the cantilevered ends of the diagonal and rear of the bottom chord for alignment with the preceding segment.

The variable-depth segments were transported on site on two separate (one for each side of the segment) self-propelled, multi-wheeled platforms (Fig. 34).

Span 9 was directly accessible by land and all the span 5, 6 and 8 segments could be hoisted from the wharves (Fig. 29). The section in the centre span between P6 and P7 was the sole balance-cantilevered member that was inaccessible from land.

One of the possibilities studied during the design and early into the works stage was to carry the two arms of the span 7 section in barges. That operation had to be ruled out, however, due to the difficulties involved. Ultimately, the segments for the centre span were hoisted into place over the estuary with mobile derrick cranes, as described in the following section.

With this solution, the variable-depth span sections were built with no contact with the ground below and hence without affecting the main riverbed, the marshes or the plant life on the bank, further to the project specifications.

5.3.2. *Derrick cranes for segments*

This part of the deck was built with balanced cantilevering techniques first from P5 and P8 and subsequently from centre piers P6 and P7. This called for designing and manufacturing four derrick cranes, two stationary and two mobile, on which to position a hydraulic jack-based hoisting system.

The 'stationary' derrick cranes were so called because as they hoisted the segment from a position anchored to the deck (Fig. 35), they carried no load other than their own self-weight when travelling.

The mobile derrick cranes (Fig. 36), in turn, could collect a segment at the base of the pier, hoist it partially, carry it parallel to the direction of the bridge while suspended (underneath the existing cantilever) to its location at the end of the section under construction and then hoist it into its permanent position for welding to the preceding segment. As these mobile cranes were needed in the centre span between P6 and P7, two stationary and two mobile derrick cranes were designed and manufactured.

Since piers P5 and P8 were accessible from the ground or the provisional wharves, there the mobile derrick cranes operated like their stationary counterparts, hoisting the segments vertically while anchored to the deck, with no need to move suspended segments in any other direction than upward.

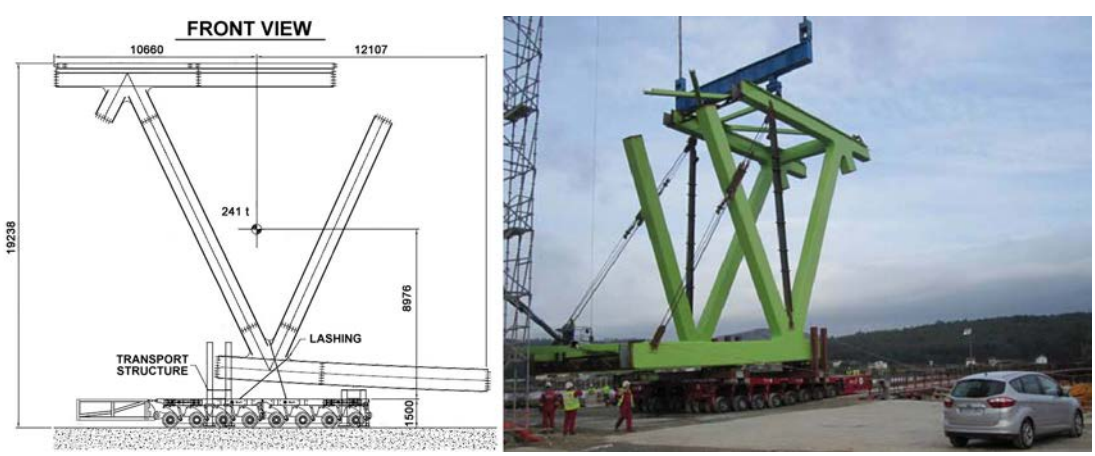


Figure 34. Drawing and photograph of self-propelled platforms.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 35. Hoisting a segment with a stationary derrick crane and detail of transverse hoisting beam.

Hydraulic jacks propelled the derrick cranes over the truss on skid shoes over tracks resting on lubricated neoprene-Teflon bearing pads positioned on the closed profile crowning the upper chords.

The stationary derrick cranes were fitted with hoisting jacks that were aligned vertically with the hoisting lugs on the segments (Fig. 35) very near their centre of gravity. Once hoisted to the desired elevation, the segments were aligned with a transverse hoisting beam fitted with a slanted jack (Fig. 35) hooked to the alignment lugs, which were located at in the front end. When the alignment jack was released, the segment rotated, bringing the bottom chord into position, whereas when the jack piston was

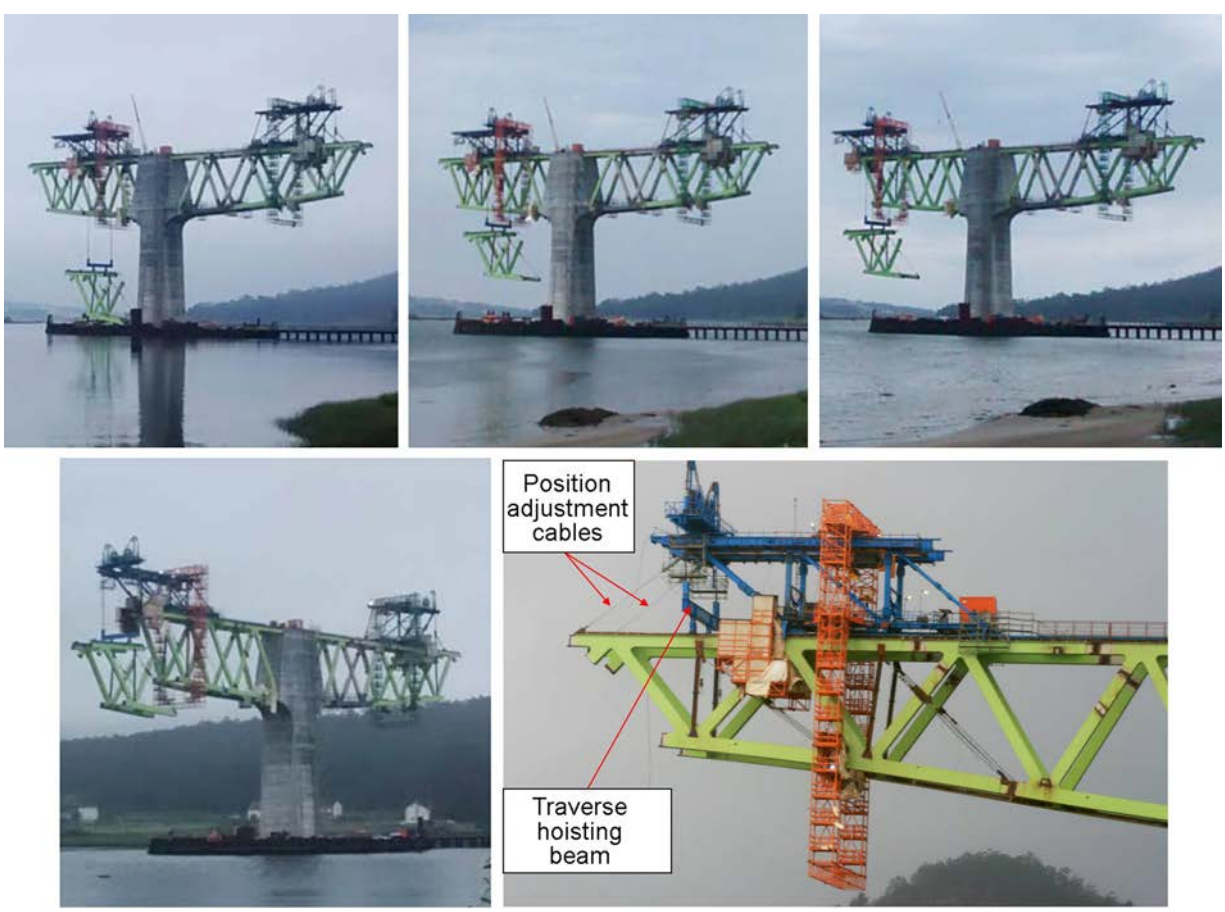


Figure 36. Hooking, hoisting and moving a segment with a mobile derrick crane; hoisting to permanent elevation and details of the transverse hoisting beam and segment alignment cables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

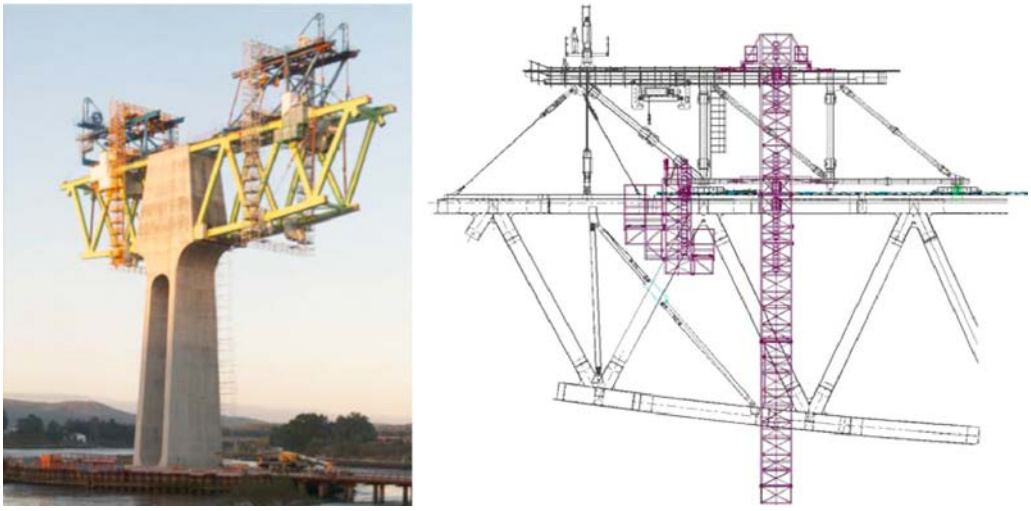


Figure 37. Photograph and drawing of access platforms and protected areas for welding.

closed, the segment rotated in the opposite direction, moving the bottom chord away from its position [12].

The main difference between the mobile and stationary derrick cranes was that in the former the hoisting jacks and cables could not be aligned vertically with the hooking lugs positioned on the top of the segment when carrying suspended segments in a horizontal direction. Rather, the cables had to be realigned outward with a cross-beam located on the derrick crane, and a transverse hoisting beam had to be placed between the segment and the hoisting cables (Fig. 36). Once the segment was at its specified elevation, alignment cables were secured to the lugs located on one end of the element for minor re-positioning prior to welding [12].

5.3.3. *Overhead segment alignment and welding*

When the segments were nearly in position, the accuracy of their alignment was verified topographically prior to welding to the preceding segment. Positioning involved the use of hoisting jacks, the transverse hoisting beam (in stationary derrick cranes) or stiffening cable tensor jacks (in mobile derrick cranes). As necessary, manual tensioners or jacks were used.

Overhead adjustment and welding were performed on specifically designed welding platforms protected from the wind and rain. Each derrick crane was fitted with four welding platforms: two at the front for adjusting and welding the upper chords, diagonal web members and braces (Fig. 37); and two at the rear, with longitudinal and vertical mobility to adjust and weld the bottom chords and braces at different elevations, depending on deck depth.

The front welding platforms were fitted with removable inner components that had to be in position to access the inner side of the chords and removed for the crane to move to the next position. The provisional stiffening was removed from the rear welding platforms when the crane was in motion.

Broadly speaking, the sequence to position a hoisted segment was as follows: assembly of the inner components on the front platforms, alignment and welding of the upper chord and upper cross-bracing, alignment and welding of the bottom chord and diagonal, change in rear welding platform position, coupling and welding of the bottom cross-brace, welding of the crowning profile on the upper chord, partial removal of the front welding platforms, and lastly, unhooking of the hoisted segment and travelling forward to the next hoisting position.

The photographs below show balanced cantilever progress from P5 (Fig. 38) and several stages of progress from other piers (Fig. 39).

5.3.4. *Joining balanced cantilevers*

With the exception of span 9, each pair of variable depth sections was joined by a segment with a special geometry. This segment was divided in two: an upper chord that was welded to the end nodes in the two adjacent cantilevers, and a lower element, consisting in two bottom chords, the mid-bottom node and two cantilevered diagonals springing from the bottom node.

The construction process was as follows in all cases.

- The bottom of the segment was hoisted and aligned with one of the two ends. The bottom chord and diagonal on the other end were fitted with cable on a reel for more accurate longitudinal alignment.
- The segment was provisionally secured with ancillary elements on the end opposite the chord and diagonal and the length of the cable was subsequently adjusted as needed to align and weld the joining segment.
- During the night, the ends of the two upper nodes were simultaneously secured with provisional tools to subsequently position the upper chord of the closing segment with the aid of adjustment cables on reels on both ends.
- Once all the components were welded and tested, the securing ancillaries were removed and the derrick cranes were released, closing the balanced pair.

The sequence followed to join the spans was as follows.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

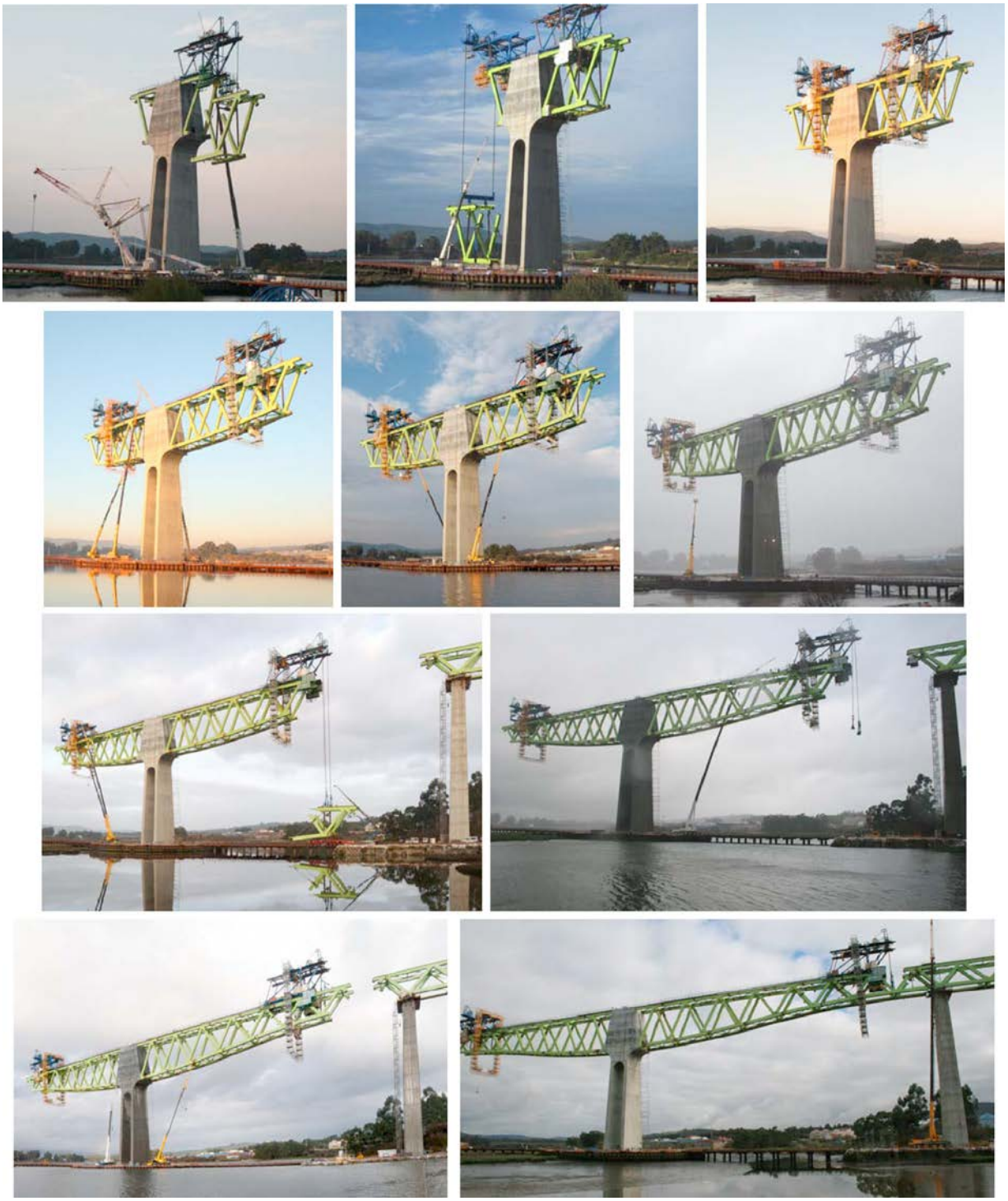


Figure 38. Balanced cantilevering from pier 5 (in foreground).

- On the P4 end of span 5, the segment was hoisted with the stationary derrick crane from the PK− end of the cantilever (Fig. 40).
- In span 9, a double segment was hoisted from the ground with cranes, one end was rested on P9 and the other welded to the PK+ side of the cantilever (Fig. 41). Span 10 was hoisted fully assembled from the end of the segment located on the pier (photograph on the right in Fig. 28).
- In span 6 the segment was hoisted with the stationary derrick crane from the PK− end of the P6 cantilever (Fig. 42).
- In span 8 the segment was hoisted with the stationary derrick crane from the PK+ end of the P7 cantilever (Fig. 43).
- The closing segment for the 240-m centre span (span 7) was hoisted with the mobile derrick crane from the PK+ end of the P6 cantilever (Fig. 44).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 39. Balanced cantilevering from P5 (right) and P8 (left) and subsequently from P6 and P7.

5.3.5. Casting the bottom and upper slab concrete

Once spans 5 and 9 were completed and the deck structure was continuous from A1 to P5 and A2 to P8, the bearings on piers P4 and P9 were lowered by 25 cm in simultaneous and strictly controlled operations. The aim was to reduce the portal effect-induced bending moments on piers P5 and P8 resulting from the huge difference in the span lengths (225 and 120 m) on either side of these two main piers. Lowering these bearings reduce the decompensated bending moments from the permanent loads on piers P5 and P8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

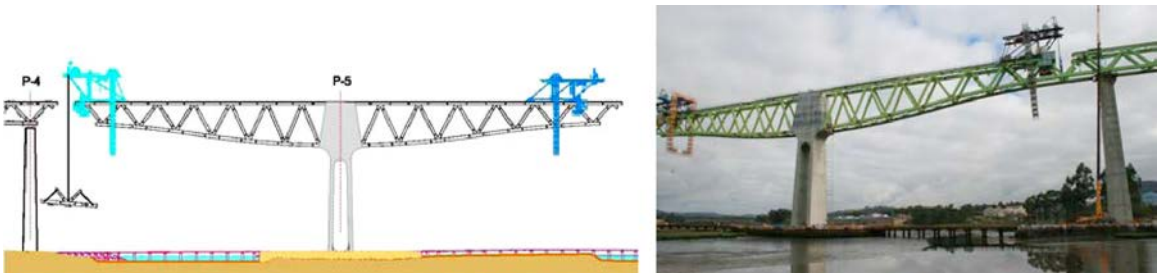


Figure 40. Closing span 5 from a stationary derrick crane.

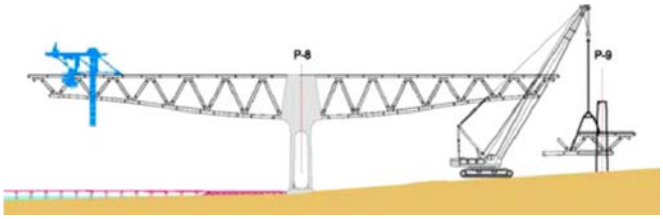


Figure 41. Closing span 5 with a stationary derrick crane and span 9 with a crane from the ground.

Figure 42. Hoisting the joining segment for span 6.

Figure 43. Hoisting the joining segment for span 8.

Figure 44. Hoisting the joining segment for span 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 45. Travellling formwork for casting bottom slab concrete.

Lagging somewhat behind steel structure assembly, concrete was cast on the lower deck slab across the entire bridge. Composite structural concrete was cast in negative moment areas, while in positive moment areas unconnected to the truss, concrete was laid merely to ensure access to deck interiors for inspection purposes. The travelling formwork used to cast the bottom slab concrete in both the constant and variable depth areas of the viaduct (Fig. 45) hung from an upper ancillary structure attached to the crowning profile on the upper chords.

The upper slab concrete was cast on full-width precast slabs positioned with a tower crane mounted on the steel deck itself. This operation lagged behind both the steel structure assembly and bottom slab casting (Fig. 46).

Pursuant to standard practice in composite bridges with reinforced slabs, the upper slab was cast to a sequence that avoided self-weight-induced cracking in hooging areas (Fig. 46). Continuous watering and geotextile protection were deployed to prevent drying shrinkage-induced cracking in the slab.

6. Conclusions

With the commissioning of the high speed Atlantic railway between Pontevedra and A Coruña in spring 2015, the viaduct over the River Ulla (Figs. 47 and 48) set a new world record for span length in composite high speed truss typology bridges. Its three 225 + 240 + 225-m spans are longer than the 208-m span on the Nantenbach Bridge, which had held the record since its completion in 1993.

As noted in the foregoing, a number of circumstances make the River Ulla viaduct a unique structure, including:

- the use of three very complex construction processes: hoisting in place of whole spans, incremental launching and balanced cantilevering in the main spans;
- the use of unique ancillary resources manufactured explicitly to build the viaduct;
- the use of large-scale (up to 68 m in diameter) sheet pile enclosures to dry-build the riverbed foundations;
- the face-down assembly of the zero segments for the centre riverbed piers (measuring 35 m long by 17.5 m high and weighing 2 × 375 t), followed by complex and unprecedented uprighting and hoisting operations;
- the use of high thermo-mechanical performance steel uncommon in Spanish bridges (S-460-M and S-460-ML);

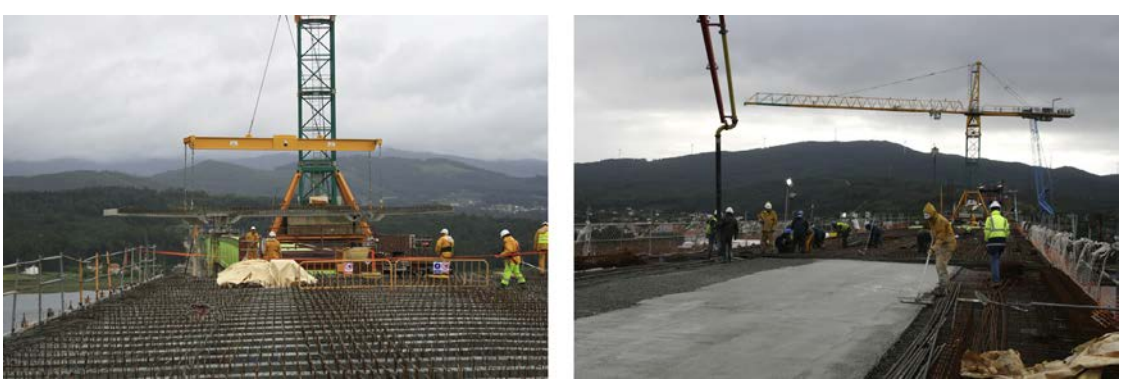


Figure 46. Laying full-width precast slabs and concrete casting on the upper slab.

Figure 47. Finished viaduct.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figure 48. Finished viaduct, side view.

- the construction of three large on-site segment assembly bays with an indoor clearance of 20 m;
- the on-site transport and hoisting of 300-t segments up to 17.5 m tall with self-propelled multi-wheeled platforms;
- the use of high-strength (RC-70) and self-consolidating concrete on the centre piers;
- the >70-h uninterrupted casting of over 5000 m^3 of concrete in foundations, with thermocouple-controlled setting temperatures;
- the deployment of a standard-setting steel structure quality control system unprecedented in Spain for controlling steel and composite bridges and viaducts.

These unique features earned the River Ulla viaduct the 2015 edition of the Construmat award for the best civil works, 2015 edition of the San Telmo award, price awarded by the Galicia Demarcation of the College of Civil Engineers, and the accesit of the VII Aqueduct of Segovia 2015 prize awarded by the College of Civil Engineers and Fundación Caminos.

Appendix A. Main participants in the design and works

River Ulla viaduct design

Developer:

Directorate General of Railways. Ministry of Internal Development

Design manager: Ángel Lanzarote

River Ulla Viaduct conceptual and detailed design:

IDEAM: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Luis Matute, Carlos Gordo, Jesus Martín, Alicia de Frutos.

Technical assistance for design drafting:

UTE IDEAM-Euroestudios

Author of the design: Francisco Millanes (IDEAM)

Construction of River Ulla viaduct

Developer and Site Management:

ADIF Alta Velocidad/Directorate General of Railways, Ministry of Internal Development

Site Managers: Rubén A. Estévez (ADIF AV)/Marina Soler (Ineco)

Technical assistance, site management:

TYPSA: Luis Conde, Carmen Casas, Mar Cariño, Jaime Losada

Specialised structural consultants for the site management and its technical assistance team:

IDEAM: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Pedro Atanasio, Adrián Sánchez, Juan Luis Mansilla, Jokin Ugarte, Carlos Gordo.

Site management's steel structure quality control body:

Applus.

Site management's quality control body for the rest of the works:

Enmacosa

Builders:

UTE río Ulla. Dragados-TECSA.

Manager: Pedro Chico/Jorge Sánchez; Site supervisor: Imanol Güemes; Steel structure construction coordinator: David Mouriño; Quality supervisor: Susana Cuevas

Builder's technical assistance

Dragados Technical Services: Luis Peset, Felipe Tarquis, Susana López Manzano, Pilar Hue

Fhecor, consultant engineers: Hugo Corres, Julio Sánchez, Javier de Cabo, Miriam Alonso

Steelworks:

Ascamón-Joama/Martifer/Emesa/Dizmar

Builder's steel structure quality control bodies:

Alfainstant and AMT

Spherical bearings:

VSL

Launch of spans 3 and 4, and hoisting of segments in variable spans 5, 6, 7, 8 and 9:

VSL

Hoisting of spans 10, 11 and 12 and on-site segment transport:

ALE

Foundations subcontractor:

Cimentalia, Geocisa, Rodio-Kronsa, Pilotes Posada, Amilibia.

Precast slab subcontractor:

Precon

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

References

[1] F. Millanes, L. Matute, M. Ortega, D. Martínez, E. Bordó, Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para viaductos de las líneas de alta velocidad españolas, Hormigón Acero 62 (259) (2011) 7–27.

[2] O. Schwarz, W. Zellner, R. Saul, Three bridges with the longest spans for the new high-speed railway lines, SEI 2 (2) (1992) 87–92.

[3] F. Millanes, L. Matute, M. Ortega, C. Gordo, El viaducto sobre el río Ulla en el Eje Atlántico de Alta Velocidad: una celosía mixta de 240 m de luz, in: V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[4] S. López, I. Muñoz, F. Tarquis, F. Millanes, M. Ortega, R. Estévez, et al., Ejecución de las cimentaciones del viaducto del río Ulla en la ría de Arosa, in: V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[5] R.A. Estévez, F. Millanes, M. Ortega, A. Ferrandis, Nuevos planteamientos en el control de la ejecución de puentes metálicos: el viaducto mixto sobre el río Ulla, in: V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.

[6] F. Millanes, M. Ortega, P. Atanasio, J.L. Mansilla, D. Mouriño, Concepción de los detalles de la estructura metálica del viaducto del río Ulla, in: VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[7] AENOR AEN/CTN 140 (2008): Eurocódigo 3 “Proyecto de estructuras de acero”. Parte 1-9: “Fatiga”. UNE-EN 1993-1-9.

[8] F. Millanes, J. Pascual, M. Ortega, Viaducto ‘Arroyo las Piedras’. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas, Hormigón Acero (243) (2007) 5–38.

[9] F. Millanes, E. Bordó, J. Martín, J.L. Mansilla, Viaducto de Archidona (L.A.V. Antequera-Granada), 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación, Hormigón Acero 270 (2013) 7–32.

[10] S. López, F. Tarquis, D. Mouriño, J. Sanchez, R.A. Estévez, M. Ortega, Ejecución de los vanos de acceso del viaducto del río Ulla de la margen izquierda mediante lanzamiento, in: VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[11] D. Mouriño, S. López, J. Sanchez, F. Tarquis, R.A. Estévez, M. Ortega, Izado de los vanos de acceso de la margen derecha del viaducto del río Ulla, in: VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

[12] M. Ortega, J.A. Becerra, R.A. Estévez, P. Chico, H. Corres, J. Sanchez, Ejecución de los vanos de canto variable por avance en voladizos sucesivos del Viaducto del río Ulla, in: VI Congreso ACHE, Madrid, 2014.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(277):191–201
www.e-ache.com

Edificio Caixa Forum en Zaragoza

Caixa Forum building in Zaragoza

Robert Brufau Niubó [a], Clara Bretón Brat [b], Fabiola Pierantoni Silva [c,*] y Darío Guillén Angulo [d]

[a] *Dr. Arquitecto, Socio Fundador BOMA, Barcelona, España*
[b] *Arquitecto. Bomainpasa, Barcelona, España*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dragados, Madrid, España*
[d] *Arquitecto Técnico, Dragados, Zaragoza, España*

Recibido el 23 de septiembre de 2015; aceptado el 24 de noviembre de 2015
Disponible en Internet el 31 de marzo de 2016

Resumen

El edificio CaixaForum de Zaragoza, obra del estudio de Carme Pinós, tiene la finalidad de albergar una serie de salas expositivas, espacios polivalentes, aulas docentes y un auditorio. Su arquitectura, con marcado carácter escultórico, requirió una gran variedad de soluciones estructurales singulares. El edificio queda conformado como dos cubos maclados en un vértice y parcialmente en voladizo cada uno de ellos. Los elementos estructurales principales son unos muros de hormigón aligerados en su interior que soportan parte de los volúmenes cúbicos, resueltos mediantes celosía de gran canto y forjados de chapa colaborante. La estabilidad del conjunto se consigue mediante el peso de las losas macizas de 40 cm que forman los forjados del núcleo de comunicaciones vertical, el cual lo comparten los dos volúmenes exentos.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Grandes voladizos; Encofrado trepante; Pilar fusiforme; Celosías de gran canto; Losas macizas; Forjado sándwich; Hormigón autocompactante

Abstract

The CaixaForum building in Zaragoza, a project by Carme Pinós Studio, houses an auditorium, different exhibition halls, multipurpose spaces, and several lecture rooms. Its architecture, with a strong sculptural character, required a variety of unique structural solutions. The building is conformed as two cubes hung from a central communication core, both of them partially cantilevered. The main structural elements are the concrete walls supporting part of the cubic volumes, which are made up using large trusses and floor slabs of composite metal plates. The whole stability is achieved by the weight of the 40 cm solid slabs of the vertical communication core, which the two unobstructed spaces share.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Large cantilevers; Climbing formwork; Fusiform composite support; Great depth trusses; Solid slabs; Composite metal deck slab; Self- compacting concrete

1. Introducción

El edificio CaixaForum de Zaragoza es un Proyecto del estudio de Carme Pinós, tiene un marcado carácter de gran escultura urbana y se encuentra situado muy próxima a la antigua estación de ferrocarril de El Portillo. El centro cultural es gestionado por La Caixa a través de su fundación como parte de la Obra Social de la entidad. La Caixa también posee otros museos CaixaForum homólogos, tanto finalizados como proyectados, repartidos por varios puntos de la geografía española: CaixaForum Barcelona, CaixaForum Lleida, CaixaForum Madrid, CaixaForum Girona, CaixaForum Palma, CaixaForum Tarragona y CaixaForum Sevilla.

El uso del edificio, con una superficie total de 7.000 m^2, es de tipo cultural, siendo gran parte del espacio ocupado por salas expositivas que se complementan con un amplio auditorio. Este

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: fpierantonisi@dragados.com (F. Pierantoni Silva).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.11.003
0439-5689/© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 1. Vista general.

último queda localizado bajo rasante y con acceso desde la calle, mientras que las zonas para exposiciones ocupan los volúmenes superiores. Como zona intermedia a ambos usos quedaría un vestíbulo principal en planta baja, con una superficie menor en planta que las plantas superiores, o que la zona bajo rasante. Puede percibirse desde el exterior (fig. 1) que la superficie ocupada por el edificio va en ascenso con la altura.

El volumen sobre rasante queda definido por dos grandes cubos de distintas dimensiones que penden en voladizo del núcleo vertical de comunicaciones. Es precisamente el peso de este núcleo el que estabiliza el desequilibrio producido entre el cubo mayor y el cubo menor.

En cuanto a las ocupaciones en altura del edificio, la planta primera está ocupada únicamente en el centro y en el cuadrante posterior, mientras que la planta segunda ya identifica la plena ocupación. En las plantas tercera y cuarta se habilita el centro y el cuadrante de la zona sudeste, desapareciendo la ocupación en la zona noroeste.

La estructura del auditorio consiste en dos muros portantes paralelos que contienen las tierras y soportan el forjado de cubierta, el cual es una losa aligerada con porexpán que salva la luz de 15 m. El resto de estructuras bajo rasante quedan resueltas mediante losas macizas sobre pilares de hormigón.

Los cuatro soportes que reciben los volúmenes superiores se encuentran situados en los cuatro vértices del núcleo central de comunicaciones. Estos son, por una parte, dos muros en L dispuestos en dos vértices opuestos; un pilar mixto con forma fusiforme, y por último un muro en V situado en la diagonal del anterior.

En la figura 2 se distingue el eje diagonal principal formado por el pilar fusiforme y el muro en V, que soportan las celosías principales de cada uno de los cubos. La losa de 40 cm del núcleo central da la continuidad a ambos voladizos. Estas celosías diagonales soportan a su vez las celosías de fachada y las paralelas a estas, dando soporte a las correas sobre las que apoya el forjado de chapa colaborante.

Las cubiertas y fachadas son uno de los sellos de identidad del edificio, por lo que serán analizados de manera individual en un apartado.

Una vez descrito el conjunto del edificio, se estudia a continuación cada uno de los elementos estructurales, entendiéndose más fácilmente su función estructural. En último lugar se

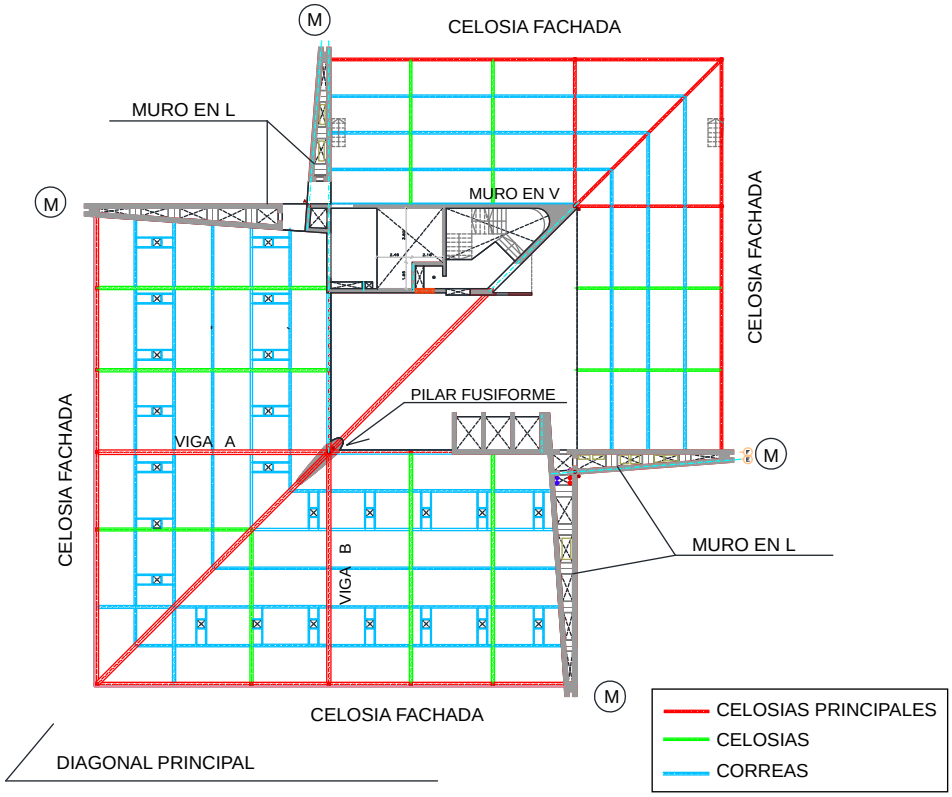


Figura 2. Elementos portantes verticales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

analiza y describe el procedimiento constructivo, el cual fue sin duda uno de los aspectos más relevantes de la construcción. A la cantidad de elementos singulares se añadía la necesidad de dejar grandes superficies de hormigón visto, el aligeramiento de los muros y sus zonas en voladizo, el necesario equilibrio entre los cubos, y las uniones de las grandes celosías metálicas a los muros portantes.

Como claves para el correcto avance de la construcción cabría destacar la estrecha colaboración entre el estudio de arquitectura, la ingeniería y la obra, permitiendo así resolver de manera efectiva la problemática de una obra de estas características, manteniendo vivo el proyecto hasta la finalización del último tajo de obra.

2. Cimentación

La cimentación de un edificio de estas características, con un aparente desequilibrio que queda compensado con el edificio totalmente construido, obligaba a un perfecto conocimiento de las cargas en los soportes en todas y cada una de las fases constructivas, detectando las posibles tracciones en fases provisionales. La complejidad de la estructura no hacía evidente las reacciones a transmitir, y sobre todo era necesario conocer las reacciones en las distintas fases constructivas, en las que podían producirse situaciones de menor estabilidad. De esta manera, se manejaron una serie de modelos de cálculo estructural para cada una de las fases constructivas, en las que se comprobaban las reacciones en cimentación y los desplazamientos.

La empresa ITC realizó un estudio geotécnico completo, con fecha 4 de diciembre de 2009, caracterizando los diferentes estratos que aparecen en la parcela. Para la realización de dicho estudio se disponía de ocho sondeos geotécnicos con extracción de testigo y toma de muestras en su interior. Según se recoge en dicho estudio, el perfil de terreno atravesado está constituido por tres niveles de características geotécnicas diferentes. A techo del perfil se observa en algunas zonas un relleno de gravas con restos de cascotes y matriz arcillosa o limo-arenosa, con un espesor máximo de 4,4 m. Por debajo, el material predominante son las gravas con bolos y matriz arenosa de origen aluvial procedentes de las terrazas del río Ebro. Intercalados entre la gravas se observa un lentejón de arcillas limosas marrones, con un espesor medio de unos 8 m, correspondientes con zonas de menos energía del río o materiales de llanura de inundación.

El contenido de sulfatos solubles determinado en laboratorio clasifica a las gravas superficiales y a las arcillas de agresividad media (exposición Qb) hacia el hormigón, mientras que las gravas que aparecen por debajo de las arcillas no son agresivas. El nivel freático se detectó en todos los sondeos a una profundidad media de 17 m respecto a la cota de boca de los sondeos. Dicho freático puede presentar variaciones de hasta 3 m en periodos de avenida del Ebro. El ensayo de agresividad realizado clasifica esta agua de agresividad débil hacia el hormigón. Todo lo anterior justifica el empleo de cementos sulforresistentes en los hormigones de la cimentación.

En el informe geotécnico se recomienda, para los pilares de más carga, una cimentación mediante pilotes empotrados en las gravas. La estructura del edificio concentra la carga en los cuatro soportes principales: pilar fusiforme, muro en V y muros en L. El resto de elementos portantes soportan unas cargas muy inferiores a las anteriores. Los forjados bajo rasante quedan soportados por pilares de una o dos plantas y también por los cuatro soportes principales, por lo que la tipología de cimiento elegido debía evitar los asientos diferenciales.

La cimentación no se encuentra toda al mismo nivel, sino que se sitúa en tres cotas distintas, tal como se aprecia en la figura 3 de sección transversal. Por un lado está el apoyo del núcleo central, a un nivel superior la zona de transición al auditorio, y desde este punto desciende con la pendiente del graderío.

Los volúmenes del edificio se encuentran equilibrados entre sí, no siendo necesario resistir ningún tipo de tracción en la cimentación. En el arranque de cada uno de los muros en L es necesario transmitir al terreno una carga de hasta 4.800 toneladas, por lo que la solución idónea consistía en un encepado sobre 20 pilotes de 100 y 85 cm de diámetro empotrados en las gravas una longitud mayor a 6 diámetros, quedando la longitud total de los pilotes más cargados de unos 14 m. Para estos grandes encepados el canto de los mismos alcanzaba los 2 m. Para la zona de auditorio, con cargas muy inferiores a las anteriores, los muros portantes que reciben el forjado aligerado tipo sándwich quedan apoyados en unos encepados continuos sobre pilotes de 65 cm de diámetro, separados 4 m y dispuestos al tresbolillo. Los soportes de las losas de planta baja y bajo rasante, que soportan solo estos niveles de forjado, se apoyan en un único pilote arriostrado en las dos direcciones.

El tipo de pilote dispuesto es el CPI-8, pilote barrenado y hormigonado por tubo central, solución adoptada una vez comprobado que no existen tracciones en los pilotes menos cargados y que los esfuerzos horizontales no son significativos y, por tanto, no es necesario emplear un pilote especial con introducción de armadura por vibración.

Las longitudes de los pilotes obtienen unas resistencias por fuste y punta de 14 t/m^2 y 1.800 t/m^2, respectivamente, que provienen del informe geotécnico de ITC y obtenidos según la ROM [1]. Estos valores resultaban intermedios a los que resultaban obteniendo resistencias a partir de los SPT y los que lo hacían obteniendo resistencias con los parámetros de Mohr Coulomb; ambos métodos indicados en el Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Cimentaciones [2].

La contención perimetral se resuelve con muros de sótano de alturas entre 4 y 8,5 m. Las dimensiones de la parcela permitieron ejecutar los taludes necesarios para acometer la ejecución de los mismos mediante encofrado a dos caras (fig. 4).

3. Plantas bajo rasante y auditorio

El primer nivel de forjado es el techo de sótano-1, el cual está resuelto con una losa maciza de 35 cm de canto. Además de apoyar en los muros en L y en el pilar fusiforme, dispone de una serie de pilares que suben solo hasta la planta baja. Sobre este nivel se encuentra otro forjado similar resuelto con losas macizas de 35 y 40 cm. Este nivel de techo planta semisótano se prolonga para formar la cubierta del auditorio.

Este auditorio, previsto para 250 personas, no coincide en planta con la edificación sobre rasante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

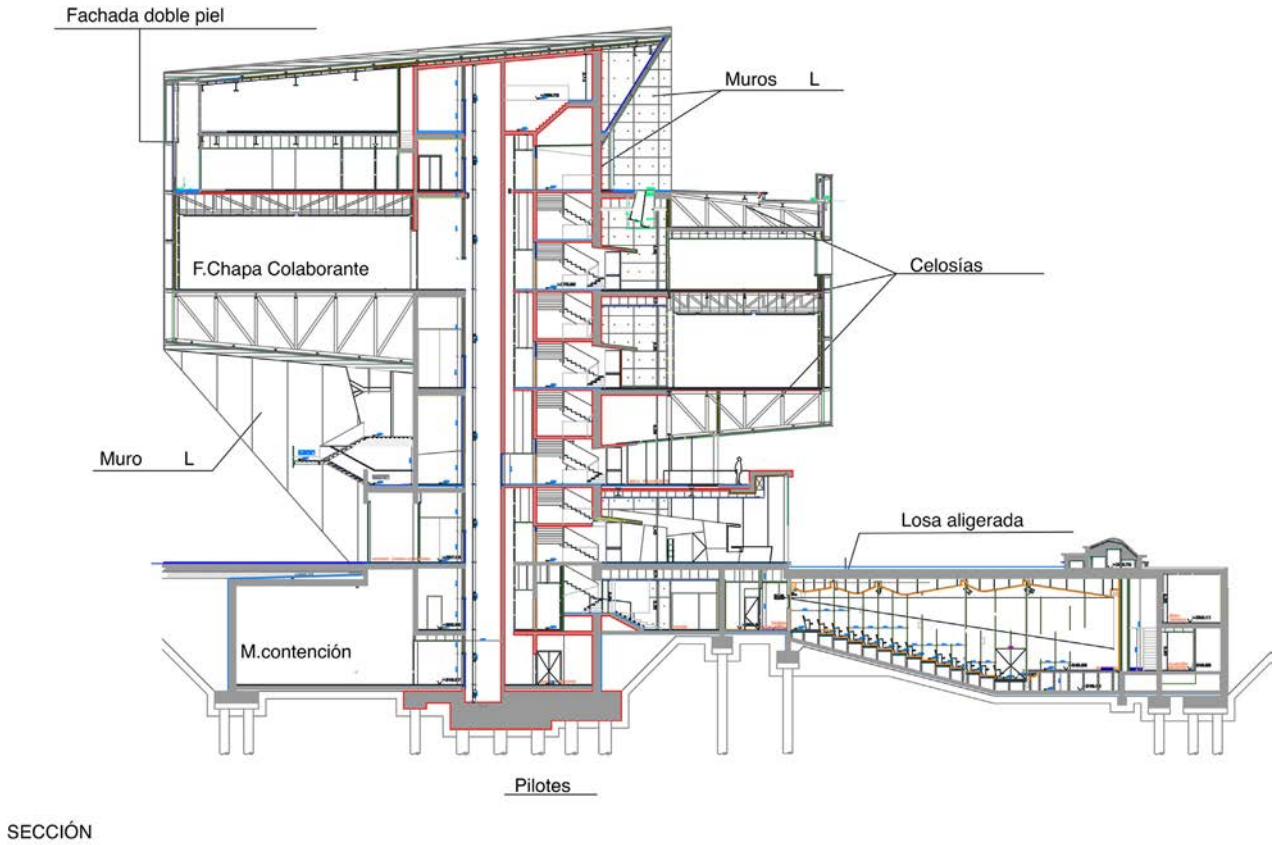


Figura 3. Sección del edificio.

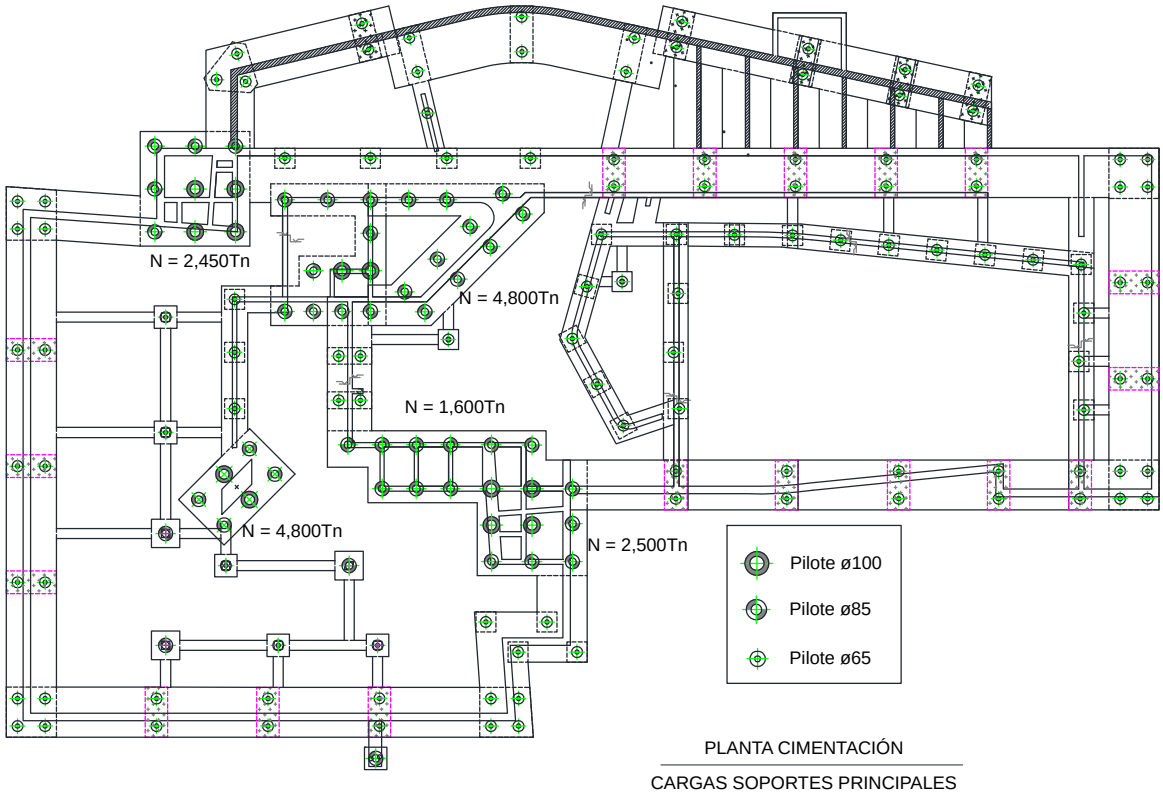


Figura 4. Planta de cimentación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

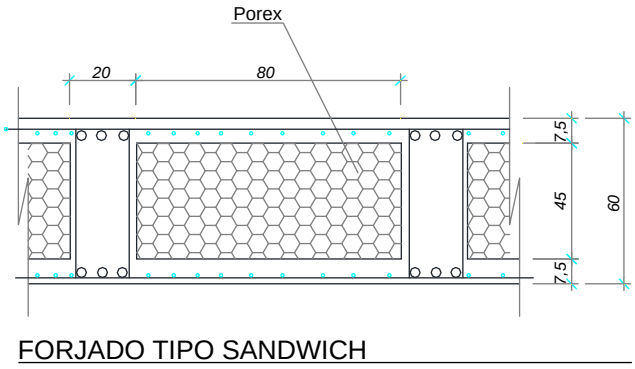


Figura 5. Sección de forjado aligerado tipo sándwich.

Al disponer de un único nivel, el graderío apoya sobre una solera de 15 + 20 cm, y la cubierta descansa sobre dos muros de sótano paralelos, separados entre sí hasta 15,7 m. Esta luz de trabajo para el forjado requería un canto de por lo menos 60 cm, lo cual hizo casi necesaria una solución aligerada, ya que el peso propio de una losa maciza de este espesor penalizaba en exceso la solución. Dentro de los posibles forjados aligerados se adopta una solución de sándwich, con aligeramientos interiores de poliestireno expandido (EPS), una losa inferior de 7,5 cm, nervios de 20 cm de ancho y 45 cm de canto, y una capa de compresión de 7,5 cm, según croquis de la figura 5. Frente a una solución de forjado reticular, la losa inferior continua de la tipología sándwich aporta como ventajas un mejor comportamiento frente al fuego, mayor aislamiento acústico y un acabado inferior igual al de losa maciza. Para esta luz de 15,7 m se podría haber recurrido a una solución postesada que permitiese una reducción del canto del forjado, pero en este caso el mayor espesor de la losa aligerada presentaba un mayor aislamiento acústico para el auditorio inferior.

El uso del EPS en la construcción se comienza en el norte de Europa a inicios de la década de1960. Se empleaba principalmente como aislamiento térmico contra el terreno, evitándose la congelación del mismo. Posteriormente se comienza a utilizar como elemento para aligerar el peso de diversos elementos constructivos en las obras de ingeniería, y también como elemento de aislamiento acústico de forjados. Concretamente en España se utilizan, por dicha capacidad de aislamiento acústico, en forjados convencionales, y como aligeramiento de los forjados de gran canto y luz.

En cuanto al proceso constructivo de la losa aligerada tipo sándwich, se acomete en dos fases de hormigonado siguiendo la siguiente pauta:

1. Armado de losa inferior y nervios.
2. Hormigonado de la losa inferior de 10 cm.
3. Disposición de aligeramientos y armadura superior.
4. Hormigonado de nervios y losa superior.

Los aligeramientos se fijaban a la armadura, con el fin de evitar que en la segunda fase de hormigonado la presión del hormigón desplazase los aligeramientos dejando los nervios con anchos diferentes a los necesarios. Otra precaución necesaria a la hora de ejecutar este tipo de forjados es la comprobación de la no existencia de agua ocluida en el porexpán no recuperable, que al quedarse estancada afecte a la durabilidad del hormigón [3]. Esta posible patología se ha achacado en ocasiones a esta tipología de forjados, pero la experiencia va demostrando que tomando las medidas oportunas no presentan problemas de durabilidad con el tiempo. El hormigonado en dos fases hace también que en ocasiones se considere este tipo de soluciones como poco ágiles; sin embargo, la correcta planificación de los trabajos permite rendimientos muy competitivos. Adicionalmente, la ligereza de las piezas permite una fácil y rápida manipulación, transporte y colocación de las mismas en obra. En este caso, al tratarse de un único forjado en toda la obra, y que además quedaba exento del edificio principal, no existía ningún condicionante específico en cuanto a plazo de su ejecución, pero en caso de haberlo habría sido sin duda la tipología elegida (fig. 6).

Figura 6. Montaje de aligeramientos en losa sándwich de cubierta del auditorio.

4. Muros portantes verticales y núcleo central de comunicación vertical

Los dos pares de muros en L son claramente representativos en la identidad del edificio, no solo por su papel como elementos resistentes principales, sino también por quedar vistos desde el exterior, y dejando expuestos sus voladizos. Cada una de las ramas de las L está formada por un muro doble, es decir dos muros de 30 cm separados entre sí 30 cm en los extremos y hasta 1,30 m en la intersección de las ramas. Cada lámina de 30 cm va unida a la otra mediante estampidores que permiten rigidizarlos entre sí, de manera que los aligeramientos quedan en forma de celdas.

En las plantas bajo rasante los muros son pares de muros convencionales, y es a partir de la planta baja donde cada rama crece en voladizo. Es decir, los dos muros en L, que se afinan en los extremos, comienzan con unos brazos cuyas zonas exteriores vistas son de 3,20 × 1,90 m en planta baja, acabando los brazos cortos con 10,60 × 1,90/0,90 en el suelo de la planta primera, y los brazos largos con 15 × 1,90/0,90 m en el suelo de la planta segunda. Posteriormente dejarán de inclinarse y continuarán

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 7. Vista del muro en L.

Figura 8. Detalle de la conexión de las celosías con el muro en V.

ascendiendo con el borde libre vertical. En ambos muros se practica un recurso formal muy eficaz, al proponer su vértice exterior en toda su altura con un rehundido central para aparentar una mayor esbeltez, lo que se consigue con el encofrado gracias a la línea de sombra que introduce el rehundido practicado (fig. 7).

El proyecto definía un encofrado interior de los muros en forma de L mediante EPS. Para ello se diseñó un despiece especial para cada puesta de trepa con bloques trapezoidales de EPS, configurando la geometría en negativo del encofrado interior de los muros y 4,80 m de altura, permitiendo la colocación de espadines de encofrado y conformando todas las ventanas y zunchos de conexión necesarios. Sus dimensiones se ajustaron para que un operario pudiera colocar cada bloque.

Para evitar la flotación de los bloques en el momento del hormigonado de los muros se instalaron unas vigas de celosía de madera ancladas a los encofrados laterales de las trepas.

Dicho encofrado interior tiene la finalidad de servir posteriormente como patinillo de instalaciones. Por este motivo se debían retirar los bloques de EPS a medida que se ejecutaba cada trepa. De esta forma la eliminación de EPS se llevaba a cabo con mayor facilidad que si se hubiese dejado hasta la finalización de los muros. La extracción de los bloques se llevó a cabo de forma manual. Sobre el hueco que dejaban los bloques se montaba una plataforma de madera apoyada sobre unos angulares para proseguir con la siguiente trepa y volver a colocar nuevos bloques de EPS. Al finalizar la estructura se ha procedido a cepillar la superficie de hormigón en contacto con los bloques para limpiar el patinillo, además de enlucir con yeso el extremo más angosto en el que no se podía retirar y asegurar la reacción al fuego de las paredes.

Los encofrados de la parte inferior de los muros tienen la dificultad de recibir en un borde inclinado la carga del hormigón, con lo que la estabilización de los elementos verticales era la base del funcionamiento. Una vez superada la zona de borde inclinado, la ejecución de los muros ascendía con encofrados trepantes.

El muro en V soporta las tres celosías principales del volumen menor por medio de un nudo metálico embebido en él. En la figura 8 se ve el montaje del nudo en el encofrado del muro. Esta era la única manera de garantizar el empotramiento perfecto de las tres celosías. El nudo llega completo de taller y se empotra mediante una serie de perfiles que se dejan en el encofrado previamente al hormigonado.

Durante las fases constructivas previas, antes del montaje de la estructura metálica, los muros se comportan como grandes velas sometidas a los empujes del viento y, por tanto, haciendo trabajar a sus armaduras horizontales en ambas caras. Mediante un modelo de elementos finitos con el programa GTSTRUDL se van analizando los diversos estados tensionales de los muros para las fases constructivas, según van subiendo en altura y se van arriostrando con las losas macizas de 40 cm del núcleo central. En este modelo (fig. 9) se emplean, para los muros y losas macizas de hormigón, los elementos híbridos SBHQ6, que son combinación de los elementos lámina de tensión plana y elementos placa para flexión, con 6 grados de libertad y propiedades resistentes a flexión en todos los sentidos [4]. Las celosías metálicas se modelizan como elementos barra, y para este modelo de fases constructivas no se llega a considerar el forjado de chapa colaborante. Además de la seguridad a nivel global de los muros, se analizaban los efectos locales específicos de cada fase de hormigonado, que en algunos casos afectaba a los huecos de puertas, especialmente cuando estas fases quedaban interrumpidas a mitad de altura de los mismos.

Para cada una de las hojas de 30 cm que componen el muro el armado consistía en un mallazo de # Φ 16 a 20 cm en ambas caras; adicionalmente a esta armadura básica se disponían refuerzos verticales y horizontales a modo de zuncho en las alineaciones de apoyos de celosías metálicas [5]. Las losas del núcleo central de comunicaciones verticales son macizas, de 40 cm de espesor. Tienen las funciones de aportar peso para garantizar el equilibrio del conjunto, y en cada una de las plantas da continuidad a los forjados de los dos cubos exentos. La losa se apoya en dos vértices en los muros en L, y los otros dos en el pilar fusiforme y el muro en V. En una de las plantas la losa no llega hasta el apoyo en el pilar, y mediante un tirante metálico tipo HEB se cuelga de la losa superior. Para la unión del tirante con la losa de hormigón se utiliza una cruceta de cuatro perfiles UPN 140, que vuelan 75 cm desde el pilar y se estriban con espiral de Φ 6 a 10 cm. Al ser zona de comunicación, se encuentran aquí las escaleras mecánicas, las cuales en algún caso requieren

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

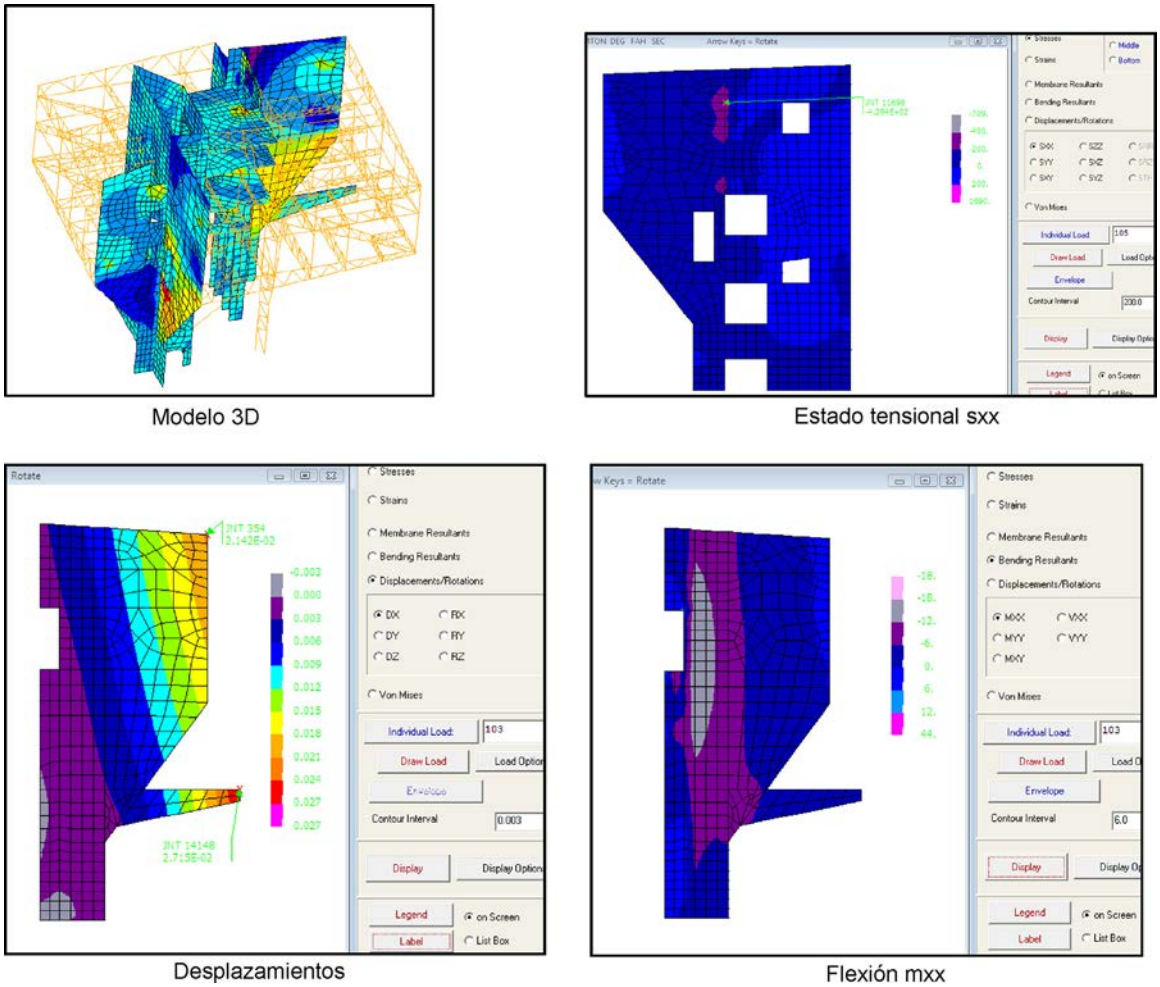


Figura 9. Modelo de elementos finitos.

también de tirantes a losa, en este caso perfiles tubulares que, al llegar a la losa superior, quedan sujetas por un sistema de placa y contraplaca unidas mediante nueve tornillos pasantes de diámetro Φ 20 mm.

5. Pilar fusiforme

El pilar fusiforme es un elemento primordial en el conjunto, pues soporta gran parte del peso del volumen cúbico mayor, pero desde el punto de vista arquitectónico es también muy interesante. Visto desde según qué punto puede parecer un soporte sumamente esbelto, o por el contrario dejar de manifiesto su completa robustez.

Se trata de un pilar mixto con forma de huso, según la figura 10, cuyas dos dimensiones varían desde 2,3 × 1m hasta 4,8 × 0,9 m. La componente metálica del pilar es una celosía formada por perfiles tipo HEM 300,y el hormigón es un HA-30 de consistencia blanda. La conexión acero-hormigón se confía a horquillas de acero corrugado de diámetro 25 mm repartidas cada 40 cm. La carga de servicio máxima del pilar es de

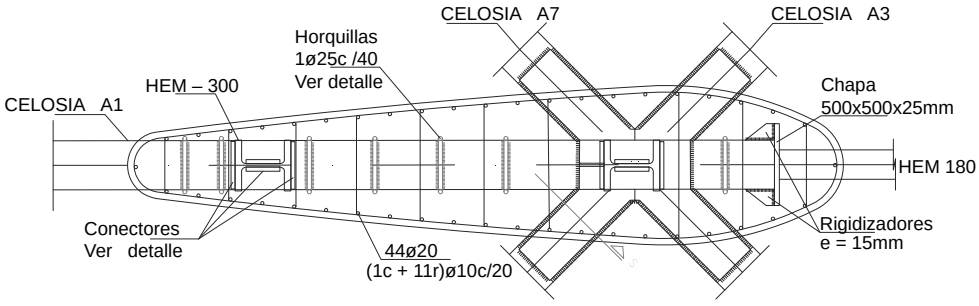


Figura 10. Sección del pilar fusiforme.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 11. Encofrado metálico del pilar fusiforme.

N = 1.750 t. De cara a la realización, las principales dificultades se presentaban en la ejecución del encofrado y el hormigonado de los mismos.

El encofrado se plantea en primer lugar de madera, pero la necesidad de un acabado de hormigón visto y las grandes presiones que ejercería el volumen de hormigón fresco hace necesario realizar un cálculo por elementos finitos de cada uno de los 12 tramos de encofrado. Esto lleva finalmente a disponer un encofrado de chapas metálicas reforzadas con rigidizadores, cada uno de los tramos de puesta única (fig. 11).

En el nivel techo de la planta primera los cordones superior e inferior de la celosía principal diagonal se empotran soldados a la celosía del pilar, mientras que en la planta cubierta los perfiles de la celosía del pilar pasan a ser montantes de la gran celosía de cubierta (fig. 12).

El hormigón empleado para este pilar es un hormigón autocompactante (HAC), es decir, que se compacta por la propia acción de su peso sin ser necesaria ningún otra acción. Estos hormigones llevan un superfluidificante, y en algunos casos un elemento modulador de la viscosidad. El hormigón autocompactante comienza a utilizarse a partir de 1998, si bien existen estudios desde 1986. Diversos ensayos demuestran la equivalencia de propiedades mecánicas del hormigón autocompactante y el hormigón normal [6]. No obstante, tal como indica el Anejo 17 de la EHE [7], puede producirse un retraso en alcanzar la resistencia, con lo que fue uno de los factores a considerar en su empleo. Otro factor importante a tener en cuenta es el «tiempo abierto», es decir, el tiempo en el cual se mantiene la autocompactabilidad del hormigón, permitiendo su correcta puesta en el encofrado. Este tiempo abierto es determinado mediante ensayos de caracterización y puede ser condicionado mediante ajustes en la dosificación.

En este caso eran varias las razones que aconsejaban el empleo de este tipo de hormigón. En primer lugar, su forma de huso tiene una zona de esquina oblonga bastante afilada que dificulta el fácil acceso del hormigón; a esto se suma que es un pilar mixto donde la parte metálica no es un único perfil, sino una celosía propiamente dicha. La altura total del pilar y la necesidad de una correcta terminación, por tratarse de un pilar visto, completan los factores que determinan la necesidad de emplear un hormigón autocompactante.

6. Volúmenes cúbicos: celosías y forjados colaborantes

Una vez descritos los elementos portantes verticales, se describen a continuación los elementos horizontales que les transmiten las cargas. En este caso, al contrario que en el núcleo central, se busca un forjado muy ligero, ya que la estructura soporte es sobre voladizos.

Según se indica en la figura 2, la explicación de la estructura que recibe las correas hay que encontrarla en las dos celosías de cada lado (una a nivel superior y otra a nivel inferior) que, arrancando empotradas desde la arista vertical M de cada muro en L, definen las dos fachadas de cada volumen, trabajando aparentemente en voladizo soportando la mayor parte del cubo al que pertenecen. No es así, puesto que estas celosías están descansando en los extremos de las vigas trianguladas VA y VB (ortogonales entre sí y apoyadas sobre el pilar ovalado) y en el extremo de la viga triangulada VD, que tiene un trazado diagonal, a 45°, cruzando toda la planta, apoyándose sobre los dos pilares centrales y uniendo entre sí, aunque

Figura 12. Montaje de la celosía metálica en el pilar mixto fusiforme. Vista del pilar hormigonado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 13. Vista de la viga diagonal VD.

a diferente altura, los dos vértices de los grandes voladizos. Así pues, la presencia de estas celosías VA, VB y VD, que salen efectivamente en voladizo desde el pilar ovalado, es la clave para interpretar esta estructura. Conjuntamente con las celosías de fachada definen el entramado básico que acaba recibiendo todas las correas interiores. La gran celosía diagonal VD tiene, como se ve en la sección, una disposición como viga Warren con una altura que, para adaptarse a la forma definitiva del volumen, varía entre 5 m en el extremo y 9 m en el punto más alto. En la zona central del edificio, un forjado la corta a media altura.

Para acabar de concretar esta estructura es necesario hablar de los elementos verticales que cierran la fachada de los grandes cubos museísticos. Coincidiendo con los extremos de los principales elementos estructurales, estos montantes unen las dos estructuras (la superior con la inferior) de manera que, además de servir como soporte de la subestructura de fachada, hagan posible que los movimientos globales de los dos niveles sean compatibles. Las imágenes de la figura 13 nos enseñan una vista de estos elementos verticales.

7. Fachadas

El carácter escultórico del edificio confiere especial importancia a la piel exterior del conjunto: cubiertas y fachadas.

Las cubiertas se resuelven mediante un sistema deck formado por chapa grecada de acero galvanizado lacado apoyado sobre la estructura auxiliar, aislamiento de lana de roca 100 mm y lámina sintética de polipropileno flexible, acabada en bandejas de aluminio de 2 mm de espesor, termolacada, perforada y embutida. Para conseguir los niveles de aislamiento térmico y acústico se añade al falso techo un aislamiento de lana de roca de 50 mm de espesor con un R = 1,40 m^2K/W depositado sobre placa de cartón yeso. En las cubiertas se disponen lucernarios y claraboyas, siendo estas últimas de vidrio con cámara transitable.

Los dos volúmenes en voladizo tienen una fachada ventilada de doble piel, acabada exteriormente mediante bandeja de aluminio texturizado y retroiluminado puntualmente según diseño de arquitectura. Este acabado se extiende también a la parte inferior de los voladizos a modo de falso techo. La piel exterior está diseñada a base de bandejas de aluminio termolacado y acabado tornasol Rx, perforadas y rehundidas para la formación de la textura y dibujo exterior, con unas dimensiones de $1.400 \times 3.350 \times 3$ mm y juntas máximas de 10 mm, fijación oculta y sistema antivibración.

Para dispersar uniformemente la luz proyectada por leds en tonos azules, se coloca en las zonas a iluminar una plancha de policarbonato compacto de 3 mm de espesor fijado a las bandejas con sistema mecánico desmontable para su mantenimiento. Esta plancha de policarbonato minimiza las sombras arrojadas por elementos intermedios de la fachada (pasarelas de mantenimiento, tubos, etc.) (fig. 14).

El proyecto se compone de 600 luminarias, cada una de las cuales debe poderse controlar de forma independiente e integrarse en un sistema global para realizar distintas escenas lumínicas, lo que es posible gracias a que están controladas mediante un sistema DMX que permite su programación.

Existen también en las fachadas zonas acristaladas, definidas mediante cerramiento de muro cortina con vidrio con cámara, formados por vidrios laminares 66.5 y 55.2, cámaras intercaladas de 12, 15, 16 y 20 mm y vidrio de luna de 8 y 10 mm.

8. Procedimiento constructivo

8.1. Fases de construcción

Una vez ejecutada la cimentación, se avanzó en primer lugar con la construcción de los dos niveles bajo rasante y el pilar fusiforme. A partir de la planta baja los muros principales portantes van subiendo en primer lugar totalmente exentos, y posteriormente se van construyendo las losas macizas del núcleo central de comunicaciones, que no solo arriostran los muros volados entre sí, sino que además van aportando en su avance el peso necesario para equilibrar los cubos exentos. Estas losas se descimbraban con una resistencia a compresión mayor o igual a Fck = 16 Mpa, y se reapuntalaban posteriormente para recibir el encofrado de la planta superior (fig. 15).

En todos los muros y losas se van dejando las placas embebidas que a posteriori recibirían los elementos metálicos.

El primer elemento metálico a disponer son las tres celosías principales del techo de planta mezzanine, que constituyen la base inferior del menor cubo exento, seguido de toda la estructura metálica de dicha planta: celosías secundarias, correas y chapa de forjado colaborante sin hormigonar. A continuación se procedió al montaje de la viga triangulada principal VD (figs. 2 y 13), de canto variable entre el techo de planta segunda y la planta cubierta, con todos los elementos metálicos de las plantas TPtres y cubierta. Se prosigue con el montaje de los niveles superiores del cubo menor, para terminar con el montaje de la estructura metálica de las plantas inferiores del volumen mayor.

Una vez se tiene montados todos los elementos metálicos de todas las plantas se procede al hormigonado de los forjados de chapa colaborante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 14. Fachada iluminada.

Figura 15. Cimbra de arranque de los muros en L.

Figura 16. Encofrado trepante.

8.2. *Encofrados especiales*

El encofrado del pilar fusiforme se fabrica especialmente con chapas metálicas reforzadas, por tramos de sección variable, y se van montando sucesivamente con el apoyo de una grúa. Las grandes dimensiones del pilar y su forma irregular impidieron dar una solución de panel fenólico, insuficiente para resistir las presiones del hormigón.

Los muros portantes en L, que soportan los volúmenes exentos, son aligerados en su interior y se alzan hasta alcanzar los 37 m, con voladizos que alcanzan los 15 m, con bordes inclinados hasta 50°. Este diseño impedía el empleo de cualquier tipología de encofrado de muro convencional, exigiendo un diseño particular de encofrado trepante para cada una de las velas de los muros en L. Por otra parte, su carácter de hormigón visto pintado obligaba a una modulación muy estricta del mismo (fig. 16).

Las zonas de muro en voladizo inclinado se apoyaron sobre un sistema de puntales arriostrados. Estos apuntalamientos presentaban varias singularidades y puntos delicados. En primer lugar debían soportar una superficie inclinada con los empujes hidrostáticos del hormigón, y por tanto debían resistir esfuerzos horizontales, lo que obligaba a un correcto arriostramiento. Adicionalmente, la normativa vigente UNE-EN-12812 [8], en su apartado 7, limita el máximo asiento diferencial entre dos soportes verticales de la misma cimbra a:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

$\Delta < 2{,}5 \times 10^{-3} \times L < 5\,mm$

Esta limitación es sumamente estricta, dando una idea de la importancia de impedir este tipo de asientos diferenciales en estructuras sumamente isostáticas [9].

En algunas zonas de la obra, puntales de una misma cimbra apoyaban indistintamente en estructura existente y en terreno, haciendo imposible cumplir con la limitación anterior. En consecuencia, se hizo necesario el diseño de una cimentación profunda para las partes de la cimbra que apoyaba en terreno natural, con el fin de minimizar los asientos diferenciales con el resto de la cimbra que quedaba apoyada en muros estructurales. Esta cimentación provisional es mediante micropilotes de perforación 150 mm y tubo de 88,9 × 7,5. Para cada tramo de cimbra a cimentar se analizaba mediante modelo de emparrillado el encepado con las múltiples cargas puntuales de las patas y los apoyos en los micros, obteniéndose así el reparto real de cargas entre los micropilotes.

Una vez superada la zona inclinada de los muros, se continúa con un sistema de encofrado trepante, arriostrados mediante tirantes a los tramos inferiores de muro a modo de estabilizadores frente al viento. Dada la magnitud de las fuerzas de viento, el dimensionamiento y la correcta instalación de estos elementos estabilizadores fueron determinantes en dichos encofrados.

Los muros se hormigonan en tongadas de 4,8 m de altura, con los aligeramientos de porexpán que permiten materializar las dos hojas de 30 cm, arriostradas entre sí mediante codales. Tal como se ha indicado ya anteriormente, los aligeramientos se van eliminando en avance y de forma manual, ya que los espacios interiores se aprovechan para el paso de instalaciones.

9. Conclusiones

Como resumen y conclusión final, cabe destacar que el edificio CaixaForum en Zaragoza apoya su vanguardista y singular diseño arquitectónico en una estructura compleja, no solo por la variedad de tipologías de elementos resistentes, sino también por la existencia de importantes voladizos. Los volúmenes y pesos del conjunto están dispuestos de tal manera que, aunque parezca lo contrario, alcanzan un completo equilibrio en el nivel de cimentación.

En cuanto al procedimiento constructivo, este planteaba en principio algunas dificultades. Los voladizos y aligeramientos de los muros no permitían emplear encofrados convencionales, al igual que ocurría con el pilar fusiforme El análisis de los medios auxiliares, especialmente las cimbras, como estructuras importantes que requirieron un proyecto y un procedimiento de calidad específico, así como una organizada planificación, permitieron concluir la estructura en unos plazos muy razonables y con total seguridad.

La implicación de las Oficinas Técnicas de la obra y de las Ingenierías en el estudio de los medios auxiliares se hace cada vez más necesaria según se avanza en la exigencia de las soluciones estructurales. Esta mayor implicación permitirá a su vez dar un paso adelante en la innovación de soluciones e impulsará la ampliación y la actualización de normativas aplicables a estos medios auxiliares. Estos, de manera provisional, se convierten en la estructura que soporta a la futura estructura, y por tanto la prioridad y el objetivo de la obra.

En toda obra de edificación, y muy especialmente en esta, abordar el proyecto, su desarrollo y construcción, con un equipo multidisciplinar que resolvía simultáneamente todos los aspectos estructurales, arquitectónicos y de instalaciones era imprescindible, consiguiendo que el edificio CaixaForum fusione con éxito el diseño y la funcionalidad.

Agradecimientos

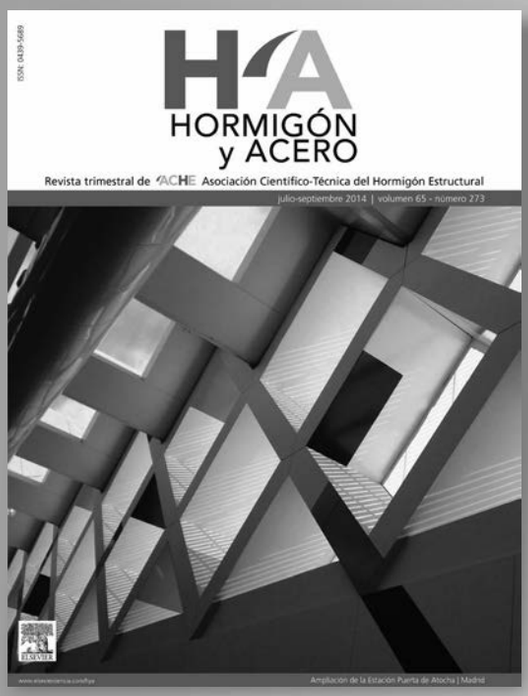
A todos los agentes implicados en la construcción del edificio CaixaForum. Mención especial a La Caixa como punto de partida, a Carme Pinós por transformar la intención en un Proyecto viable y a Samuel Arriola por su constante apoyo en el día a día de la obra. Agradecer también a los equipos de IDOM,INDUS encargados de la Gestión y Dirección Ejecutiva; a INGEMETAL, fabricante de la estructura Metálica; a PERI, responsables de las Cimbras; y a los equipos de BOMA-BOMAINPASA y DRAGADOS por la profesional colaboración.

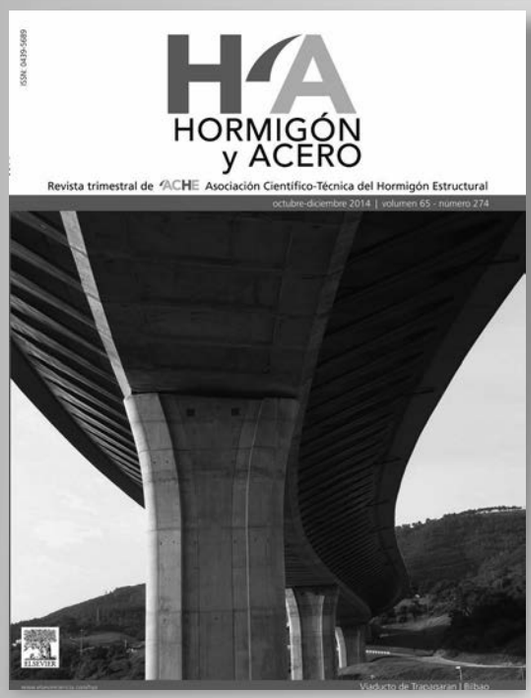
Bibliografía

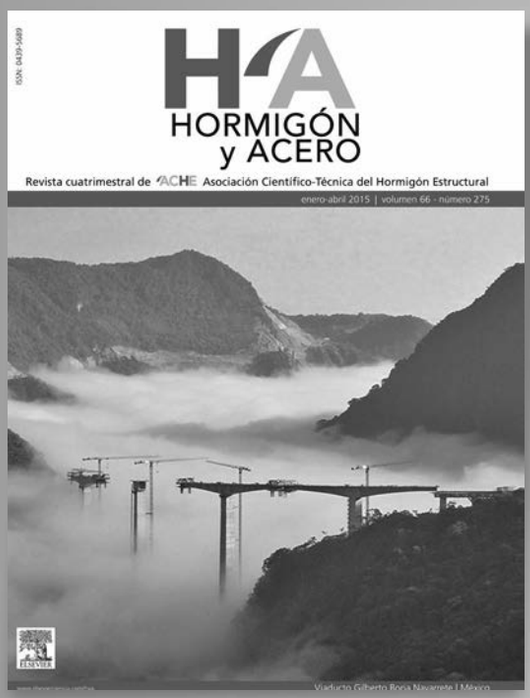
[1] Ministerio de Fomento, Puertos del Estado, Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y portuarias. 1.ª edición, noviembre 2005.
[2] Ministerio de Fomento. Código Técnico de la Edificación CTE-Documento Básico-Cimentaciones.
[3] GEHO-CEB.REV, A. García Meseguer. Durabilidad de Estructuras de Hormigón. Guía de Diseño CEB. Boletín n.° 12, Madrid, 164 p.
[4] E. Oñate, Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos. Análisis Estático Lineal, primera edición, enero 1992, Barcelona, 838 p.
[5] M.P. Nielsen, Limit Analysis and Concrete Plasticity, 2nd ed., Prentice Hall, New York, 1984, pp. 360.
[6] B. Persson, A comparison between mechanical properties of self compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete, Cement and Concrete Research 31 (2001) 193–198.
[7] EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural, primera edición, septiembre 2008.
[8] UNE EN 12812, Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño general, Comité Técnico CEN/TC53, julio 2008, 40 p.
[9] V. Granados Rodriguez, Estudio del comportamiento de cimbras para puentes, 2009, 94 p.

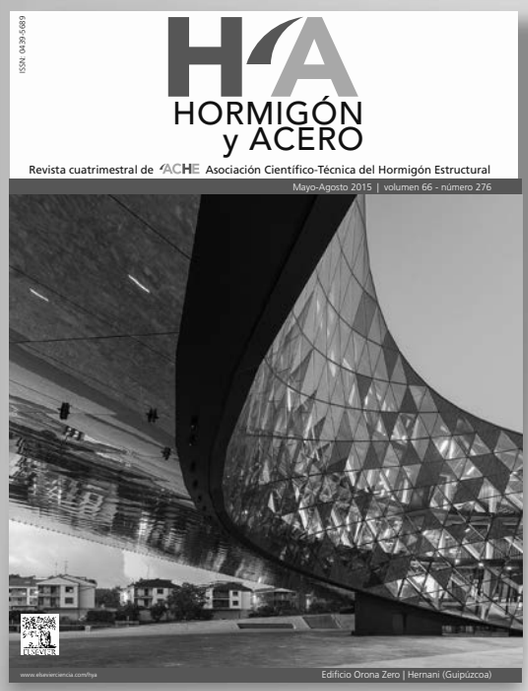
Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

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 15/12/2025

CONTRAPORTADA2.indd 2 08/04/2016 10:56:06

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(277):203–224
www.e-ache.com

Original

Introducción de errores aleatorios en el proceso de instalación de los cables en los puentes atirantados

Introduction of random errors in the cable installation process in cable-stayed bridges

Luis Carrillo Alonso [a,*] y Miguel Ángel Astiz Suárez [b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor Asociado de la Universidad Politécnica de Madrid, España*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Catedrático de la Universidad Politécnica de Madrid, España*

Recibido el 1 de julio de 2015; aceptado el 7 de octubre de 2015
Disponible en Internet el 2 de diciembre de 2015

Resumen

Se ha detallado en este artículo un método que permite simular la introducción de errores aleatorios durante el proceso constructivo de los puentes atirantados, el cual forma parte de una investigación más amplia desarrollada por los autores en relación con este aspecto. En concreto, los errores se generan durante la instalación de los cables, bien sea en fuerzas de puesta en tensión o en la medida de los alargamientos de los cables y el replanteo de los anclajes. Una vez validado el método propuesto, se ha procedido a aplicarlo sobre una estructura real, analizando qué efecto producen respecto a los esfuerzos en los propios tirantes y en el tablero, durante las fases de construcción, en la situación final de este proceso y en la situación de servicio al aplicar las sobrecargas, en relación con la situación teórica prevista.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente atirantado; Proceso constructivo; Errores de montaje; Método en fuerzas; Método en deformaciones.

Abstract

In this paper, a method is proposed that allows the simulation of the introduction of random errors into the construction process of cable-stayed bridges during the installation of the cables. It particularly takes into account errors in cable tensioning, in the measurement of the shortening of cables, and in the positioning of the cable anchors. Once the proposed method was validated, it was applied to a real structure, and the effects which were generated in the different structural members have been analysed at the construction stages, at the final stage of the construction process, and on the service situation with traffic.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cable-stayed bridges; Erection process; Errors in stay adjustment; Tension method; Pre-deformation method.

1. Introducción

Los puentes atirantados son una de las tipologías estructurales que más se han desarrollado en los últimos años, alcanzando luces que llegan actualmente a más de 1.000 m, como en el caso del *Puente Stonecutters* en Hong Kong [1], del *Puente Sutong* sobre el Yantgse en China [1] y del *Puente de la isla Russky* en Rusia [1]. De esta manera, esta tipología estructural está consiguiendo abarcar hoy en día un rango de luces que hasta hace menos de 20 años era exclusivo de los puentes colgantes.

Estos avances han venido precedidos de un importante esfuerzo, desarrollado a nivel internacional por distintos investigadores, de cara a conseguir un mejor entendimiento y aprovechamiento de su comportamiento estructural, así como orientado a mejorar tanto los métodos de cálculo, como los procesos constructivos. Este último aspecto es una de las características particulares más importantes de este tipo de estructura, ya que durante el proceso constructivo es cuando se pueden

* Autor para correspondencia.
Correos electrónicos: luis.alonso@upm.es, luiscalon@gmail.com (L. Carrillo Alonso).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.10.002
0439-5689/© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

llegar a producir las situaciones que condicionan el dimensionamiento, tanto para el tablero como para el pilono.

En base a lo anteriormente indicado se ha decidido desarrollar este estudio; en concreto se ha tratado de evaluar qué influencia puede tener la introducción de unos axiles o deformaciones de montaje de los cables que no coincidan con los obtenidos en el cálculo teórico, de tal forma que simulando un proceso de construcción en el que se introduzcan errores durante la instalación de los cables, se pueda analizar qué efecto producen sobre la estructura y qué diferencias se alcanzan en relación con la situación teórica.

Es importante añadir que este estudio se ha centrado sobre el caso particular de un puente de luces medias, con tablero de hormigón y configuración simétrica. Se ha elegido el caso de un puente con tablero de hormigón, ya que es la tipología de tablero que mejor se adaptará en el rango de luces cortas y medias, quedando las grandes luces (>500 m) restringidas al uso de tableros metálicos o mixtos, por lo menos en parte del vano principal. Además, el método constructivo considerado ha sido el de construcción por dovelas mediante avance por voladizos sucesivos desde ambos lados del pilono, que se ha considerado que es el proceso que mejor se adapta a la ejecución de este tipo de estructuras, así como el que más ejemplos de aplicación real tiene.

2. Métodos de cálculo

El proceso de cálculo de cualquier estructura de este tipo se fundamenta en poder determinar los axiles o deformaciones que es necesario introducir en los tirantes en el instante de su puesta en obra, con la intención de poder llegar a una determinada situación final del proceso constructivo que se considere como *situación final objetivo*. De esta manera se cumplirán de forma simultánea tanto los requisitos de resistencia, como de deformación, que se consideren más adecuados a cada estructura.

En primer lugar habría que definir entonces cuál es la *situación final objetivo* a alcanzar, y por ello es importante puntualizar que este estudio se ha centrado en el caso de un puente con tablero de hormigón. Esta característica implica dos cuestiones fundamentales: en primer lugar la importancia de las cargas permanentes sobre el total de las cargas aplicadas, y en segundo lugar, la necesidad de considerar los efectos reológicos en todos los cálculos que se realicen.

Por los anteriores motivos, tal y como señalan diversos autores [1,2] y [3], la *situación final objetivo* a alcanzar que se considera más adecuada es la correspondiente a aquella en la que la configuración de esfuerzos en el tablero, al final del proceso constructivo, equivalga a la que se obtendría en una viga continua, dispuesta sobre un conjunto de apoyos que representen los puntos de anclaje de los cables en el tablero. Esta configuración se juzga la más adecuada ya que es aquella sobre la que los efectos reológicos del hormigón no producirán redistribución de esfuerzos [2]. Por ello, en este estudio, no se han contemplado configuraciones finales con niveles de esfuerzos debidos al proceso constructivo que intenten compensar los generados por las sobrecargas, ya que, en el caso de puentes con tablero de hormigón, el efecto de estas últimas será pequeño en relación con el conjunto de cargas permanentes, mientras que por otra parte los efectos de la fluencia llevarán a redistribuciones de esfuerzos, a tiempo infinito, que anularían la configuración inicial. Este último planteamiento se señala en [4] que en cambio sí podría ser adecuado para el caso de tableros metálicos o mixtos, en los que se puede intentar compensar parte del efecto de las sobrecargas de tráfico mediante el ajuste de los axiles finales en los cables.

Por otra parte, los métodos de cálculo de este tipo de estructuras pueden enmarcarse en tres categorías diferentes, tal y como señala [5]: el método del desmontaje (*método backward*), el método del montaje (*método forward*) o el método directo.

El primero de ellos es el método más extendido y permite obtener los esfuerzos de montaje de los tirantes mediante la simulación de un proceso de cálculo en orden inverso al de la construcción real, partiendo de la configuración final objetivo anteriormente definida. Con este método los axiles de montaje de los tirantes son aquellos que poseen los tirantes en la última fase del proceso de cálculo en la que están activos. En cambio, tiene como principal inconveniente que, al desarrollarse en sentido contrario al tiempo de construcción real, la implementación de los efectos de la fluencia es siempre complicada.

Para reducir el efecto de la fluencia, e implícitamente aumentar la validez de los resultados obtenidos por este método, distintos autores [1,6] o [7] proponen como objetivo, en función a su vez de la configuración geométrica del tablero en alzado, conseguir que la compresión introducida por los tirantes sobre el tablero quede alineada con el eje de este elemento, de tal manera que su excentricidad sea nula y así no se introduzcan esfuerzos de flexión por este motivo. De esta forma se consigue que la modificación en la configuración en esfuerzos y deformaciones, causada por la fluencia, se reduzca a un acortamiento de las distintas dovelas debido al axil aplicado sobre el tablero. Así, planteando ejecutar todas ellas con una longitud incrementada por la magnitud correspondiente al acortamiento por fluencia que se espera se pueda producir, se habrá incluido en el cálculo toda influencia de este efecto.

El método de cálculo del montaje (*método forward*) tiene la ventaja de que, al realizarse el cálculo en el mismo sentido del avance de la construcción real, los efectos reológicos son sencillos de implementar. Este método tiene el inconveniente de que, para alcanzar la situación final objetivo deseada, se debe realizar un proceso iterativo, con la consiguiente repercusión en el tiempo de cálculo necesario.

Por último, el método directo hace uso de la definición de un parámetro intrínseco a la estructura, de tal forma que el cálculo de una fase cualquiera sea independiente de lo sucedido en fases anteriores o posteriores del proceso constructivo. Este parámetro se denomina longitud en vacío del cable [8], que se define como aquella longitud que posee cualquier cable midiéndola cuando no existen cargas aplicadas sobre él, así como tampoco el efecto de la gravedad. Conocida esta longitud, es posible calcular las «predeformaciones» a aplicar a cualquier cable para alcanzar el valor del axil que le corresponde en la situación final buscada. A su vez, se puede calcular su «predeformación de montaje» para el instante de su colocación en obra, siendo entonces este valor equivalente al axil de montaje. Es decir que, usando este

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

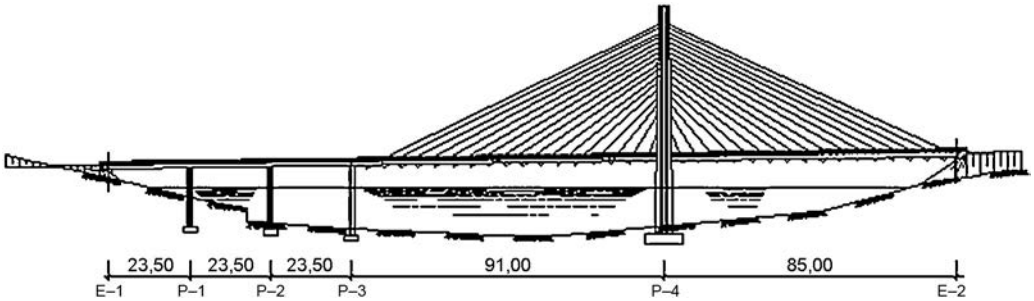


Figura 1. Alzado del puente modelizado.

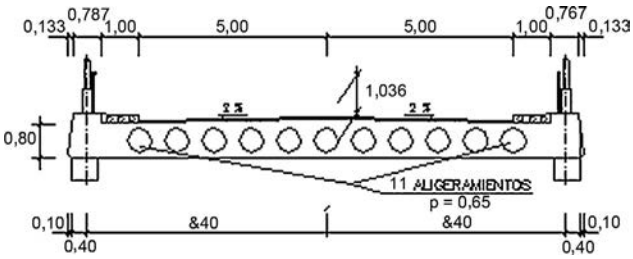


Figura 2. Sección del tablero del puente modelizado.

parámetro, teóricamente es posible evaluar cualquier fase intermedia del proceso constructivo sin necesidad de calcular las anteriores o posteriores etapas de dicho proceso. Este método en cambio no se puede utilizar en el caso de puentes con tablero de hormigón, ya que con él no es posible tener en cuenta los efectos reológicos que sufren el tablero y el pilono, quedando así reducido su ámbito de aplicación al caso de puentes con tableros metálicos o mixtos.

3. Estructura analizada

El estudio realizado lo ha sido sobre un modelo de cálculo basado en el diseño de un puente para una carretera con calzada de 2 carriles, el cual formaba parte de un proyecto constructivo asociado a las obras del Embalse de Giribaile, en la provincia de Jaén, que desarrolló el Ministerio de Fomento en los años 90.

Dicha estructura consistía en un puente atirantado de 2 vanos con pilono central, con luces de 91,00 + 85,00 m (fig. 1). El tablero se constituía por una losa de hormigón de 13,80 m de ancho, planteándose dicha losa aligerada con canto mínimo 0,90 m en los bordes y 1,05 m en el centro de la sección, disponiéndose en ella 11 aligeramientos de Ø 0,65 m (fig. 2).

Respecto al esquema de atirantamiento adoptado, el tablero se apoyaba sobre dos familias de cables dispuestos en ambos bordes del tablero, consistentes en 34 cables cada una, que quedaban anclados en el tablero cada 5,00 m. Los cables se conectaban en su extremo superior al pilono mediante una disposición en abanico.

El pilono a su vez se conformaba por una pila en H de 2 fustes, de 68,85 m de altura total, 44,02 m por encima de la rasante del tablero. La sección de ambos fustes era variable en altura.

Los apoyos extremos del tablero se realizaban, en el caso del estribo izquierdo, en una pila intermedia, que servía a su vez como apoyo del vano final del viaducto de acceso, y en un estribo cerrado para el caso del estribo derecho.

Para representar el comportamiento de la estructura se ha generado un modelo plano de elementos tipo barra (fig. 3). Se ha utilizado para ello un programa de cálculo matricial de estructuras de barras que permite además la simulación de las diferentes fases del proceso constructivo de forma secuencial.

Indicar que se ha considerado, para cada una de las dovelas del tablero, su discretización mediante dos barras de 2,00 y 3,00 m de longitud respectivamente cada una de ellas, de tal manera que los anclajes de los cables al tablero se materializan en su nudo intermedio, quedando estos por lo tanto a 2,00 m del frente de la dovela.

Las coacciones exteriores impuestas sobre el modelo de la estructura han consistido en empotramientos en la cimentación de ambos estribos, así como en el arranque del pilono. La vinculación entre pilono y tablero se establece coartando los desplazamientos horizontal y vertical pero permitiendo el giro del tablero en ese punto.

Por último añadir que, para simular los apoyos extremos del tablero sobre los estribos, se han creado 2 barras sin capacidad de absorción de momentos que representen los apoyos de neopreno.

El proceso constructivo previsto para la ejecución de esta estructura consiste en la siguiente secuencia de operaciones:

- *Ejecución de cimentaciones de pilas y estribos.*
- *Ejecución de las dovelas 1 I y 1 D sobre cimbra y puesta en tensión de los cables 2 I y 2 D.*
- *Avance en voladizo para la ejecución de las restantes dovelas siguiendo un esquema secuencial como el siguiente para las fase n:*
  - Hormigonado de las dovelas n izquierda y derecha.
  - Puesta en tensión del cable n izquierda.
  - Puesta en tensión del cable n derecha.
- *El proceso constructivo finaliza con la ejecución de la dovela 18 izquierda de apoyo sobre el estribo, dado que la estructura no es perfectamente simétrica.*

Sobre esta estructura se ha procedido a determinar las *situaciones teóricas de referencia* para los cálculos a realizar posteriormente, es decir se ha procedido a obtener los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales como resultado del proceso teórico de construcción, tanto en las situaciones intermedias de dicho proceso, como en la situación final al aplicar

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

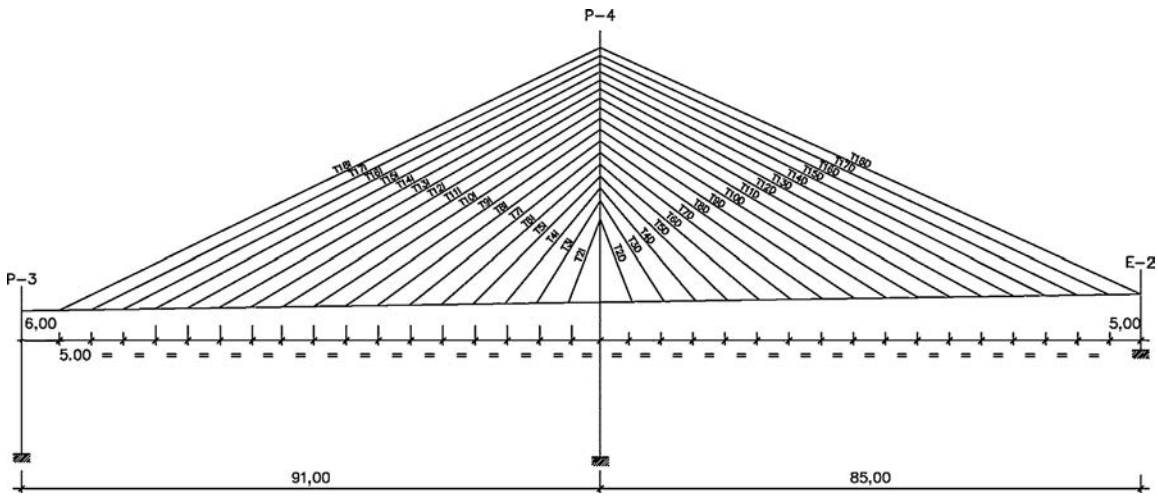


Figura 3. Esquema del modelo de cálculo de la estructura analizada.

la carga muerta sobre el tablero, así como en las situaciones de servicio, bajo la actuación de la sobrecarga de tráfico. Los resultados que se representan en las siguientes figuras son aquellos que se han considerado más representativos del comportamiento de la estructura. En concreto, en la primera de ellas (fig. 4) se representan los axiles de montaje, los máximos y mínimos de construcción, los axiles finales al terminar el proceso constructivo y los máximos y mínimos de servicio. En la segunda de ellas (fig. 5) se representan las envolventes de flectores en el tablero, tanto los máximos como los mínimos de construcción, los máximos y mínimos de servicio, al aplicar las sobrecargas de tráfico en el tablero, y la ley de flectores al final del proceso constructivo.

De los resultados aquí representados se pueden extraer varias conclusiones en relación con los axiles en tirantes y a los flectores en el tablero. En el primer caso se puede deducir que:

- Los axiles de montaje de los tirantes son siempre menores que los axiles en la situación final.
- Los máximos axiles en las fases de construcción y en servicio son superiores a los axiles en la situación final. En concreto las mayores diferencias entre los axiles en la situación final y en las situaciones de servicio se producen en el tramo de tablero más flexible, es decir hacia los 3/4 de la luz principal.
- Los mínimos axiles en las fases de construcción y en servicio, salvo algún caso puntual, en general son superiores a los axiles

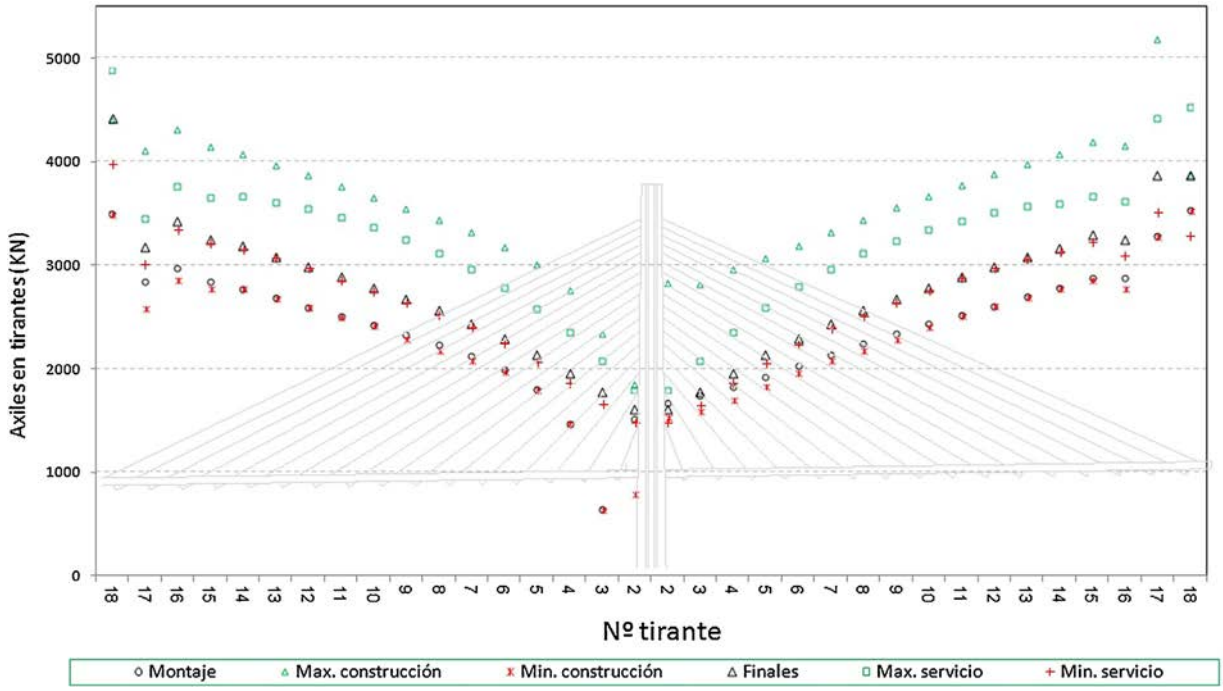


Figura 4. Axiles en tirantes en fase inicial de instalación, máximos y mínimos de las fases de construcción, en la fase final del proceso constructivo y máximos y mínimos en las situaciones de servicio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

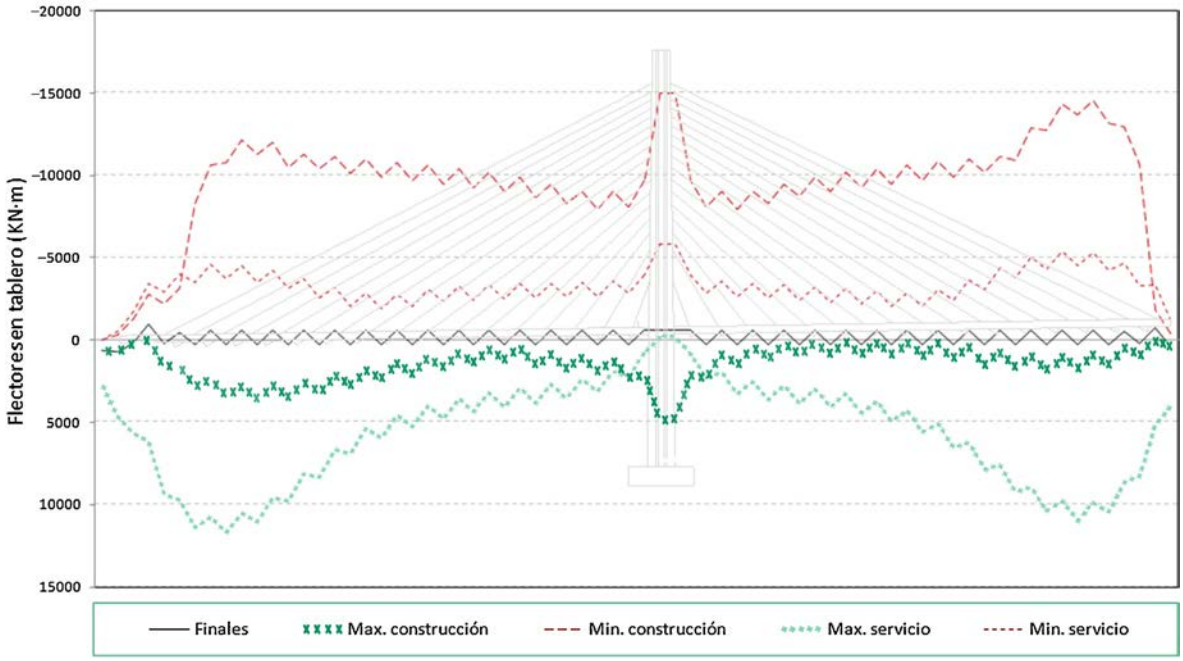


Figura 5. Envolvente de flectores en el tablero en las fases de construcción, final y en servicio.

en el instante del montaje. Es decir que el mínimo axil que soporta cada tirante desde su instalación es el axil de montaje.

- Siendo la separación entre cables uniforme y a su vez las cargas permanentes que le corresponde soportar a cada cable del mismo orden en todos ellos, en general se observa que los axiles en los tirantes crecen conforme nos alejamos del pilono. Esto es debido a la disminución del ángulo de los cables respecto del tablero, y por lo tanto al reducirse su eficacia para soportar la misma reacción vertical, conforme más alejado del pilono se encuentre su anclaje.

Por otra parte, en el caso de los resultados en flectores, se observa que, mientras que la situación final de construcción representa unos valores iguales a los de la situación objetivo teórica planteada como viga continua, y por lo tanto sus valores absolutos resultan relativamente acotados, la envolvente total de flectores se conforma por los mínimos de la situación de construcción y por los máximos de la situación de servicio. Esta cuestión se explica por las dos siguientes razones:

- En primer lugar porque el mínimo flector negativo en cada dovela, a lo largo de todo el proceso constructivo, se produce en la sección de anclaje del cable instalado sobre la última dovela terminada, cuando se ejecuta el hormigonado de la dovela adyacente y por lo tanto actúa todo su peso sobre dicha sección de anclaje. Es importante señalar que en este caso, ese valor del esfuerzo depende en gran medida del peso de la dovela y no tanto del axil en los tirantes, por lo que en los resultados sucesivos se observará que la influencia de los errores aleatorios que se introduzcan en los cálculos será pequeña en este aspecto concreto.
- En segundo lugar, la envolvente de flectores positivos queda determinada por la actuación de las sobrecargas sobre la estructura terminada, momento en el cual la flexibilidad de la estructura frente a este tipo de carga descentrada, respecto del pilono, genera los valores máximos que componen la envolvente de flectores positivos. Este efecto es tanto más acusado en aquella zona donde se conjuga la cercanía al centro de vano y los ángulos de los cables son ya reducidos, es decir se produce en el entorno de los 3/4 de la luz principal.

4. Generación de errores aleatorios

Dado el objetivo de este estudio, es necesario definir y detallar qué tipo de errores se considerará que se pueden producir durante el proceso de instalación de los cables, de qué tipo pueden ser, así como cuantificar un error máximo por encima del cual los sistemas de control de la obra sean capaces de detectarlo y corregirlo.

Los métodos de instalación de los cables en los puentes atirantados según lo señalado en [9] son dos: el primero de ellos se basará en la aplicación de una tensión determinada sobre el cable, correspondiente al axil de montaje calculado, que es el método denominado en fuerzas. En este método se contralará la presión marcada en el manómetro de los gatos de puesta en tensión, y es durante este proceso en el que podrán producirse errores de medición de este valor. Hay que señalar que este método es muy sensible a las cargas aplicadas sobre la estructura en el momento de la instalación del cable, por lo que los pesos de los equipos auxiliares colocados sobre el tablero deben ser evaluados con mucha precisión. Igualmente el efecto de la temperatura deberá ser tenido en cuenta midiéndose en obra y ajustando los cálculos en función de los resultados obtenidos.

El segundo método de instalación de los cables es el método en deformaciones, en el que haciendo uso de la definición de longitud en vacío del cable, se puede proceder a calcular las

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

deformaciones a aplicar a los cables en el instante de su puesta en obra, siendo esta longitud la medida que servirá para verificar su puesta en tensión. Este método cuenta con la ventaja de que, al ser la longitud en vacío un parámetro intrínseco de la estructura, y al establecer la colocación del cable mediante una medida que es función de ese parámetro, los efectos de las cargas aplicadas en el instante de colocación del cable y los efectos de la temperatura se pueden obviar.

Así, otro de los objetivos de este estudio va a ser analizar qué diferencias se pueden llegar a producir si aplicamos uno u otro método sobre una estructura.

Hay que reseñar que ya existen investigaciones referentes a la aplicación de parámetros aleatorios que representen una mala adecuación entre el valor real del parámetro y el teórico de cálculo como las investigaciones desarrolladas por [10] y [11], pero dichas investigaciones se centran más en la determinación de los axiles de montaje de los tirantes, incorporando las variables aleatorias en su definición, más que en el análisis de un proceso constructivo que incorpore errores no detectables en la instalación de los cables.

4.1. Tipos de errores

Por otra parte, durante el proceso de colocación y puesta en tensión de los tirantes se podría plantear la existencia de diferentes tipos de errores. En principio, para el caso de los tirantes en estudio, los errores debidos a las pérdidas se considerarán despreciables. No será así en el caso de los errores en la fuerza de aplicación en los tirantes o bien en las deformaciones a generar sobre ellos, así como los errores debidos al replanteo de los anclajes. Es decir, se va a considerar la posibilidad de la existencia de una instalación errónea de los cables, ya sea por una mala medición de la presión aplicada al gato de puesta en tensión, ya sea por un fallo al medir los alargamientos de los cables o al instalar las placas de anclaje.

Hay que distinguir entonces dos conceptos, por un lado el error de exactitud y por otro el error de precisión. Se define «*precisión*» como la desviación máxima que pueden presentar las diferentes medidas efectuadas con un mismo aparato de medida, mientras que se puede definir la «*exactitud*», que tendría ese mismo aparato de medida, como el error que pudiera tener la lectura efectuada respecto del valor real aplicado al cable.

Se deduce así que el error debido a la exactitud de la medida, al ser un valor constante en todas ellas, podría corregirse directamente realizando un control adecuado de la estructura, mientras que los errores de precisión no se eliminarían dado su carácter aleatorio, pudiéndose ejecutar la estructura incorporando dichos errores.

Por otra parte, según la «*teoría de errores*» (ver [12] y [13]), estos mismos podrán ser de dos tipos: errores sistemáticos y errores aleatorios. Los primeros estarían relacionados con la exactitud del sistema de medida, mientras que los segundos serían los relacionados con la precisión de dichas medidas. Es entonces sobre estos últimos sobre los que se centra el estudio realizado a continuación.

También en base a la «*teoría de errores*», se demuestra que, si la causa del fallo en la precisión está originada en la adición de varios errores elementales, pudiendo considerarse cada uno de ellos como una variable aleatoria independiente, el error total de precisión resultante, según el «*teorema central del límite*», tendrá una distribución aproximadamente normal. Es decir, que si se quiere simular la existencia de estos errores, se deberá utilizar un algoritmo que permita generar muestras aleatorias de valores erróneos que tengan una distribución normal, con media el valor teórico de la medida realizada y desviación típica a determinar.

4.2. Algoritmo para la generación de muestras de valores aleatorios

Se necesita entonces para proceder a simular un montaje erróneo de los tirantes definir una herramienta que permita la generación de variaciones aleatorias según una distribución normal. Para ello se ha utilizado un algoritmo, basado igualmente en el «*teorema central del límite*», que plantea la siguiente formulación:

$$x = \sigma_x \cdot \left[\sum_{i=1}^{12} r_i - 6 \right] + 1 \tag{1}$$

Esta expresión indica que dados 12 números aleatorios (generados mediante la función RND de VBasic), restando a su suma 6, multiplicando este valor por la desviación típica, y sumando a este resultado uno, se verifica que los valores que se obtienen siguen una distribución normal, pudiendo definirse entonces estos valores como el coeficiente en tanto por uno de error de una cierta cantidad a la que se vaya a ponderar.

4.3. Errores máximos admisibles

Utilizando el algoritmo anterior, se pueden generar valores aleatorios de las magnitudes que se está analizando según una distribución normal estándar, lo que implica que, teóricamente, se pueden presentar todos aquellos valores que se encuentren incluidos en la curva de Gauss. Esto implicaría la posible generación de errores con valores muy altos, que en obra se detectarían con facilidad y se podrían corregir inmediatamente. Como el estudio se ha centrado en el análisis del comportamiento de los puentes atirantados bajo la introducción de errores aleatorios que no sean detectables, y por lo tanto corregibles, se necesita poder truncar las anteriores series de valores aleatorias en aquellos límites de error que se consideren inadmisibles a la hora de la puesta en obra.

Por ello se ha realizado un análisis de las diferentes tolerancias existentes en la normativa actual que serían de aplicación en nuestro caso, referentes a los errores de montaje de los cables, suponiéndose así que en obra deberán usarse elementos de control suficientes como para no permitir la aplicación de valores superiores a los máximos en ellas contemplados.

Del análisis de la normativa vigente hoy en día, se observa que se establecen una serie de limitaciones a los errores máximos admisibles que pueden producirse durante los procesos de ejecución, concretándose estos en: errores sobre los procesos de montaje utilizando la medida de la fuerza provocada por el

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

gato de puesta en tensión, errores en la medida de las deformaciones generadas en el cable una vez que se introduce la fuerza de puesta en tensión de forma progresiva, e incluso existen también limitaciones a los errores en la geometría de un determinado elemento de hormigón.

La primera referencia analizada es [9], que señala que en la instalación de cables se podrán producir desviaciones máximas de hasta un ±5% respecto del valor teórico del axil de puesta en tensión.

Respecto a errores en la medida de los alargamientos de los cables, en [8], se establece que el error máximo en la medida de la longitud de un tirante será el 0,01% de la longitud en vacío del cable.

Por último, en relación con los errores admisibles en la posición de los anclajes, se han estudiado, dado que se analiza el caso concreto de estructuras de hormigón (tanto tablero como pilono), las tolerancias establecidas en la normativa vigente de hormigón estructural ([14,15] y [16]) en lo referente a las tolerancias en los encofrados y en las dimensiones finales de las piezas de hormigón. En general los valores obtenidos hablan todos ellos de errores admisibles del orden de 1 o 2 cm, valores que se juzgan adecuados para conseguir un buen control de ejecución de una pieza de hormigón.

Del análisis de los anteriores valores se deduce que es mucho más exigente la condición en longitud de cables que la condición en la posición de anclajes, ya que por ejemplo, si se analiza el caso de un tirante intermedio de un puente de luces medias que podría tener un longitud aproximada de 50 m, en ese caso el error en longitud admisible resultaría:

$$\Delta L = 0'0001 \cdot 50\,10^3 = 5'0\,\text{mm}$$

Es decir, que como más adelante se va a comprobar, y tal y como se adelantaba en [3], en el caso de los puentes con tablero de hormigón, la instalación de los cables a partir de la medición de las deformaciones de los tirantes implicará la necesidad de un control de ejecución de los encofrados y geometría final de los cajetines de anclaje de los cables, o bien del posicionado de los bastidores de anclaje metálicos, si los tirantes se llevan todos ellos contra un elemento de este tipo, que está muy por encima del control habitualmente exigido para las estructuras de hormigón.

4.4. Verificación de la normalidad de las muestras

Llegados a este punto se ha procedido a definir un algoritmo que permite obtener valores aleatorios de una variable con distribución normal, pero a su vez estas muestras van a quedar truncadas al eliminar los valores extremos obtenidos por encima de los límites marcados como admisibles por la normativa. Es decir, que debería verificarse que las muestras, que originalmente se consideraban normales, al truncarse, siguen teniendo una distribución aproximadamente normal.

Para verificar la validez de la hipótesis de normalidad de la serie de todos los valores generados, se ha utilizado el denominado test de normalidad de Anderson-Darling.

Así, siguiendo el criterio anterior, solo se dan por válidas aquellas series de datos generadas que cumplan la condición de normalidad exigida. En el caso de que la serie de datos analizada no verifique esta condición, esta se descartará y se generará una nueva, hasta obtener una serie de valores que sí cumpla este criterio.

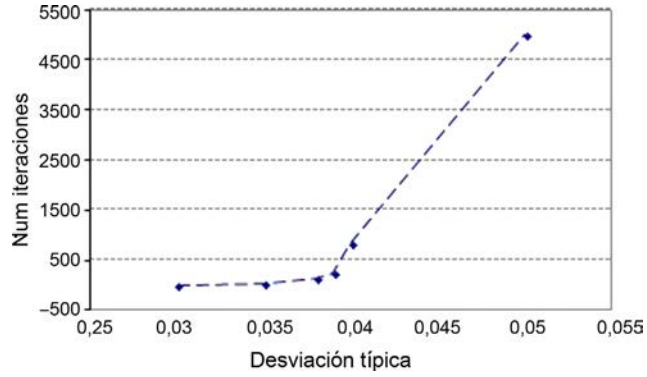


Figura 6. Relación entre el número de iteraciones necesarias para la convergencia del test de Anderson-Darling y la desviación típica de las muestras.

4.5. Desviación típica y tamaño de la muestra

El criterio para definir la desviación típica ha sido obtener el mayor valor de este parámetro que permite llegar a la convergencia del proceso de verificación con el test de Anderson-Darling, en un número de iteraciones razonable. Se consigue así obtener el valor de la máxima dispersión de los resultados respecto del valor medio, con la intención de poder con ellos simular un proceso lo más «erróneo» posible, pero dentro de los valores límite admisibles por la normativa.

Con esta intención, en este caso se estudiaron las desviaciones típicas en función del número de iteraciones del proceso de Anderson-Darling, para el caso de la aplicación del método en fuerzas, resultando así el siguiente gráfico (fig. 6).

A partir de estos valores se ha decidido adoptar una desviación típica para las muestras del *4%* para el caso de instalación de los cables mediante fuerzas, mientras que haciendo un análisis similar, para el caso de la puesta en obra de los cables mediante deformaciones o de la posición de los anclajes, se ha adoptado un valor de la desviación típica del *0,008%*, cuyo orden de magnitud está en relación con el error máximo en las «*predeformaciones*» admisibles del 0,01% de L_0.

Por otra parte, es también importante la definición del tamaño de las muestras, es decir, el número de elementos que las compondrá. Hay que pensar que, aunque cuanto mayor sea el número de elementos por muestra, más se aproximarán los resultados al valor exacto, por otra parte este aumento del número de elementos hará cada vez más laborioso y complicado de hacer converger el test de Anderson-Darling.

Por este motivo, este parámetro se ha de establecer fijando un número lo suficientemente grande de elementos por muestra como para que los resultados que se obtengan puedan ser relativamente aproximados, y lo suficientemente pequeño para minimizar el tiempo empleado en el proceso de cálculo.

Con el objetivo de determinar este valor, se ha procedido a realizar un análisis generando muestras compuestas por un número distinto de elementos (en concreto se han generado

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

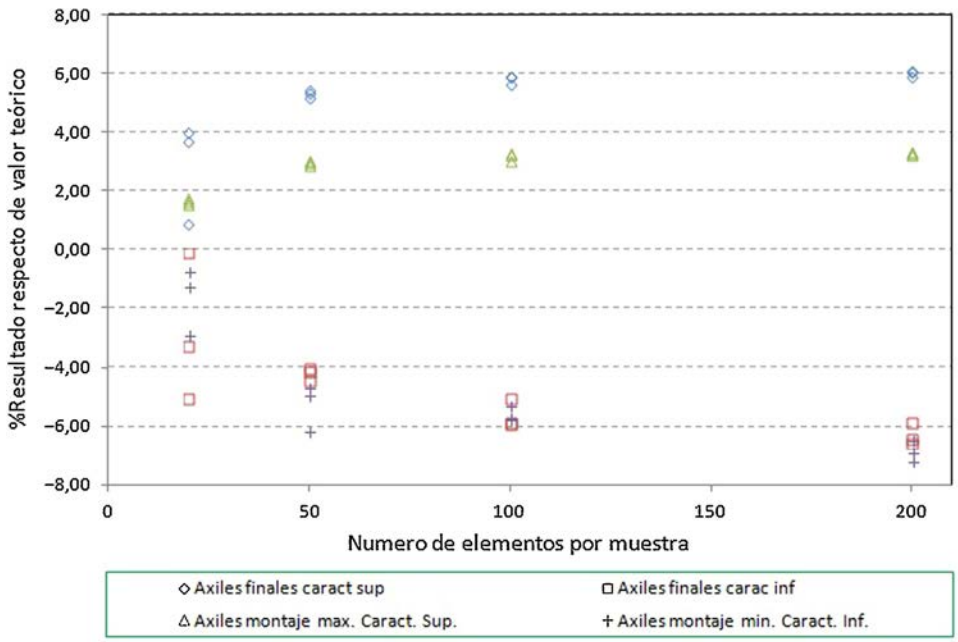


Figura 7. Desviación máxima de los resultados (en tanto por ciento) respecto de los valores teóricos conforme se aumenta el número de elementos de la muestra. Axiles en Cable 10 D.

muestras compuestas por 20, 50, 100 y 200 elementos), de tal manera que, a partir de los resultados que se obtengan, se pueda deducir con qué número de elementos la aproximación a la solución correcta se considera adecuada. Este estudio se ha realizado utilizando el método de colocación de los cables mediante fuerzas, al aplicar sobre la estructura las diferentes muestras con el número de elementos que se ha indicado anteriormente.

Hay que indicar además que, para cada anterior número de elementos, se han generado a su vez 3 muestras distintas, resultando entonces calculados con este análisis un total de 12 (4 × 3) muestras. Se presentan a continuación dichos resultados, en concreto los correspondientes a los valores característicos superiores e inferiores de los axiles finales de los cables, los axiles característicos superiores de los máximos de montaje y los característicos inferiores de los mínimos de montaje[1], para el cable 10D (fig. 7), y por otra parte los valores característicos de los axiles finales para el conjunto de cables de la estructura (fig. 8).

A la vista de todos estos resultados parece claro que un número de 100 elementos por muestra aporta resultados adecuados para el objetivo buscado, no mereciendo la pena aumentar el número de elementos por encima de este valor, ya que el incremento que se conseguiría en la precisión de los resultados es pequeño en proporción al incremento del volumen de cálculos a realizar.

4.6. Validación del método de generación de aleatorios

Para verificar el resultado del desarrollo teórico anterior, se presentan a continuación los resultados de la aplicación de todo este procedimiento sobre el 1.er elemento de la 1.a muestra utilizando el método en fuerzas. En concreto, se adjunta un gráfico (fig. 9) en el que se representan los valores de los axiles de montaje de todos los cables, donde se observa que efectivamente los valores obtenidos quedan dentro del rango de error que admite la normativa, y por lo tanto sería posible que dichos valores se aplicaran en la realidad sobre la estructura.

4.7. Comparativa de los métodos de instalación de los cables

Para evaluar si la cuantía de los errores máximos admisibles a introducir en cada método de cálculo tiene una repercusión similar en los procesos que se desarrollan a continuación, se ha llevado a cabo el siguiente análisis comparativo entre ambos.

En concreto el análisis realizado ha consistido en, a partir de las «*predeformaciones*» teóricas obtenidas para alcanzar en la situación final el estado de viga continua, calcular la longitud en vacío o neutra de cada cable L_0 y obtener la cuantía del error máximo que permite la normativa sobre esta medida. Esta medida del error en longitud se puede transformar en un error en fuerzas al conocer el área de cada tirante. Se puede así obtener el porcentaje que este error máximo en la medida de deformaciones significa en porcentaje respecto de los axiles teóricos de montaje de los cables.

Es decir:

$$\%Error\ \max\ respecto\ \ de\ \ F_0 = F_{0,error}/F_0 \cdot 100$$

siendo:

$F_0 \rightarrow$ Axil teórico de montaje de cada cable.

$F_{0,error} \rightarrow$ Error equivalente en fuerzas al máximo admisible en deformaciones.

$$F_{0,Error} = E \cdot A \cdot \Delta L_{error}/L$$

[1] En el apartado 4, correspondiente al análisis de los resultados del estudio, se detalla la definición del significado de cada uno estos resultados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

E – Módulo de elasticidad del tirante: E_s = 200.000 N/mm^2

A – Área de los tirantes.

L – Longitud del tirante o distancia teórica entre sus puntos de anclaje.

L_0 – Longitud en vacío o neutra del cable.

ΔL_{error} – Error en la medida de los alargamientos de los cables en el momento de su instalación. Se adopta el ya indicado en [8] que implica un porcentaje del error del 0,01% de L_0.

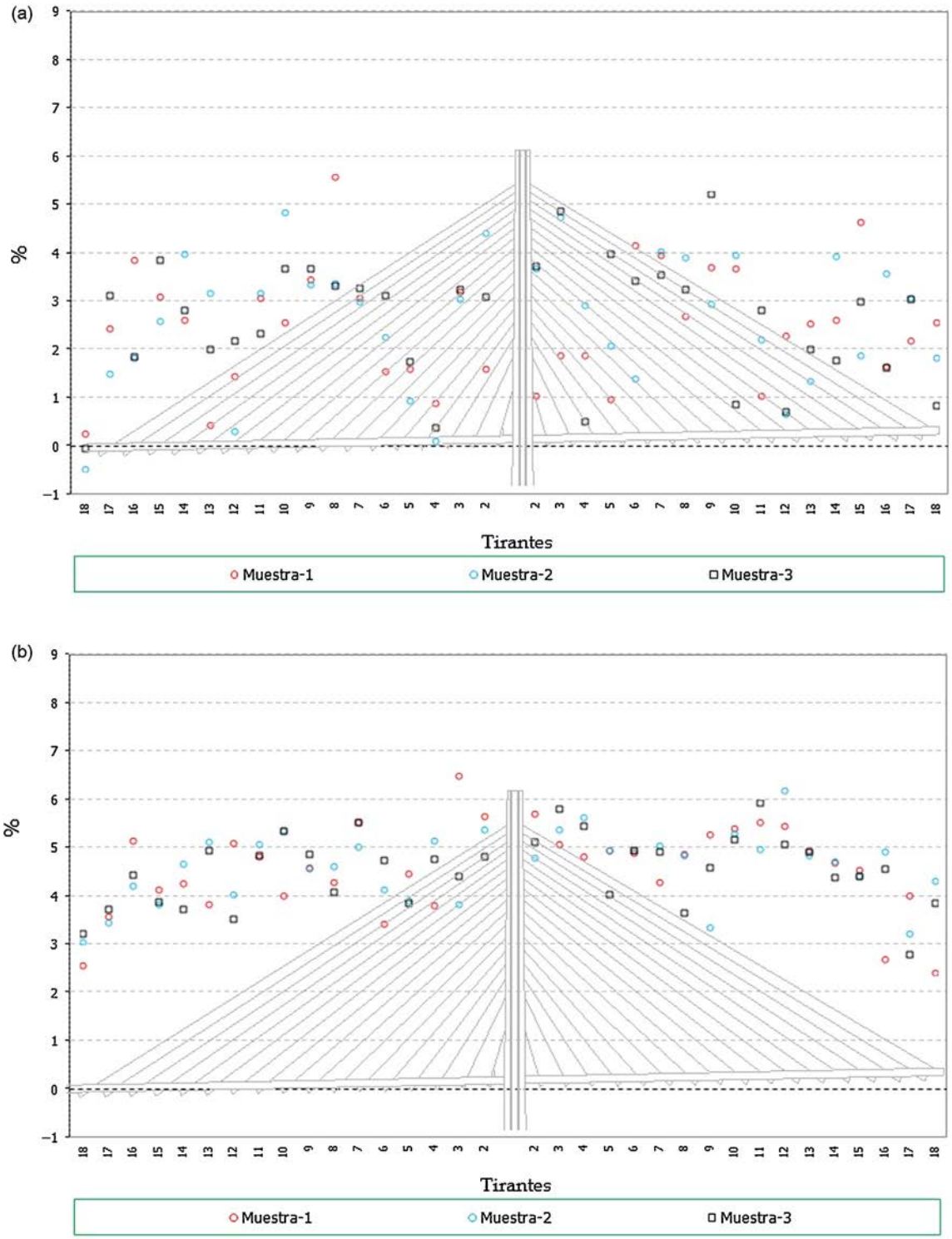
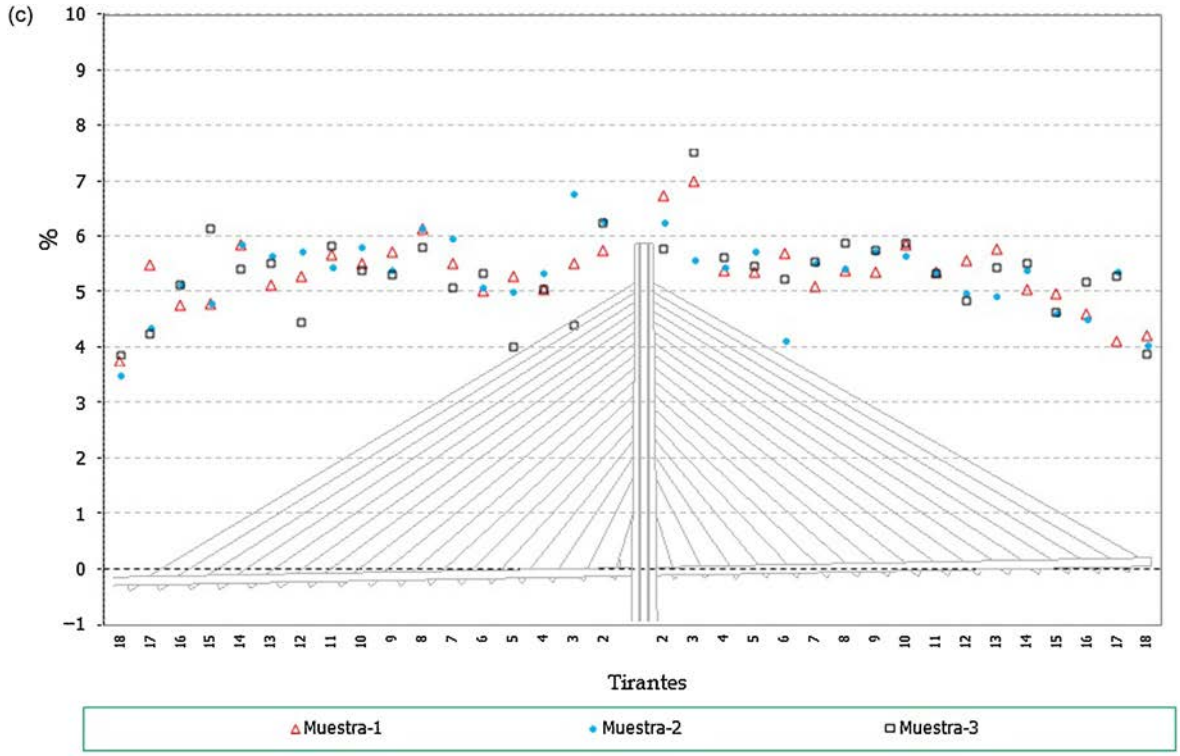


Figura 8. Desviación máxima de los resultados (en tanto por ciento) respecto de los valores teóricos conforme se aumenta el número de elementos de la muestra. Axiles finales en todos los cables, valores característicos superiores. a) Muestras con 25 elementos cada una. Axiles finales en tirantes. b) Muestras con 100 elementos cada una. Axiles finales en tirantes. c) Muestras con 50 elementos cada una. Axiles finales en tirantes. d) Muestras con 200 elementos cada una.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025



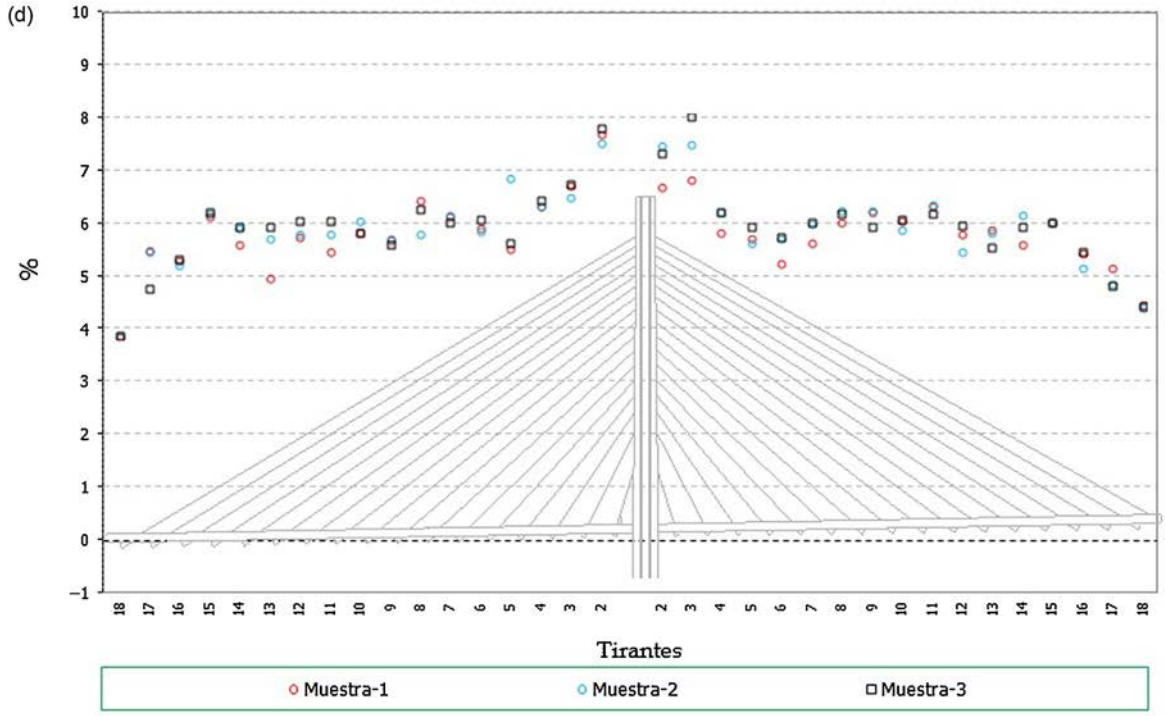


Figura 8. (*Continuación*).

Los resultados obtenidos relativos a la implicación de los errores se representan gráficamente a continuación (fig. 10).

De los resultados anteriores se puede concluir que:

- La implicación de los errores en deformaciones es similar a la planteada en el caso de la introducción de los errores en fuerzas. Resultan errores máximos del orden del 5%.
- En general los valores obtenidos en cada cable son similares salvo en el entorno del cable 3-I. Esta diferencia se debe a que el análisis realizado lo es en porcentaje del axil teórico de montaje de los cables, teniendo este cable, debido al proceso

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

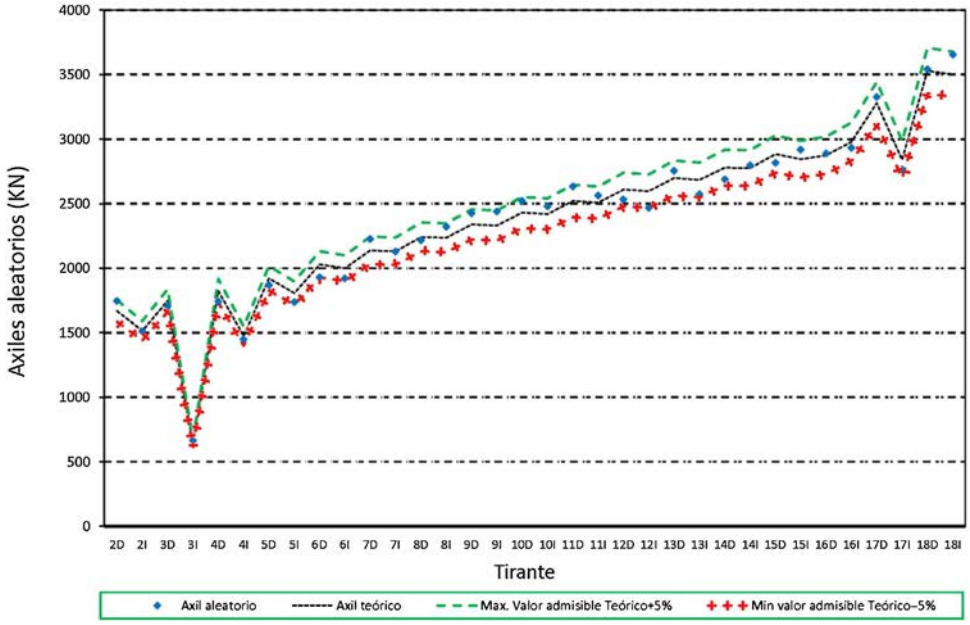


Figura 9. Gráfico de los axiles de montaje en todos los cables para el 1.er elemento de la 1.a muestra.

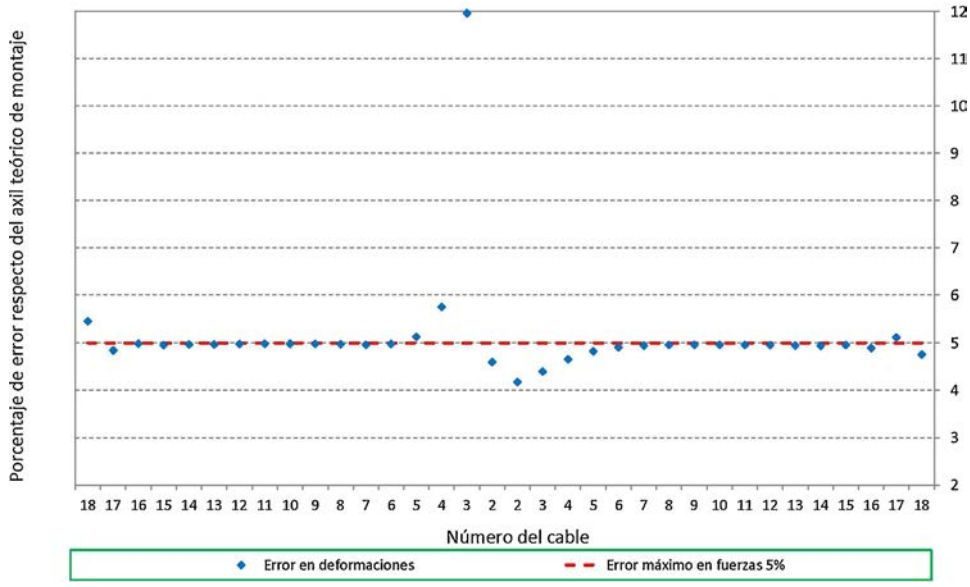


Figura 10. Porcentaje de error, respecto del axil teórico de montaje (F_0), del axil de montaje equivalente al error máximo admisible en la medida de los alargamientos ($F_{0,error}$).

constructivo proyectado, un axil muy pequeño (fig. 4), lo que a su vez conlleva que los errores planteados en deformaciones signifiquen un porcentaje muy alto respecto de las fuerzas iniciales de puesta en tensión teóricas.

5. Resultados obtenidos

Se procede en este epígrafe a desarrollar los resultados correspondientes a la aplicación de los errores aleatorios de montaje, bien por el método de las fuerzas o bien por el método de las deformaciones. En el primer caso, como ya se comentó, se introducirán errores en la fuerza de puesta en tensión, mientras que en el segundo caso se introducirán tanto errores en la medida de las deformaciones de los cables como en la posición de los anclajes. Así, los análisis realizados han sido:

- Error en la medida de las fuerzas de puesta en tensión.
- Error en la medida de las deformaciones de puesta en tensión.
- Error en la posición de los anclajes.

Hay que indicar que, para cada uno de estos cálculos, se han generado 3 muestras de 100 elementos cada una, por lo que en total se han realizado 300 cálculos individuales de la estructura, para cada tipo de error.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

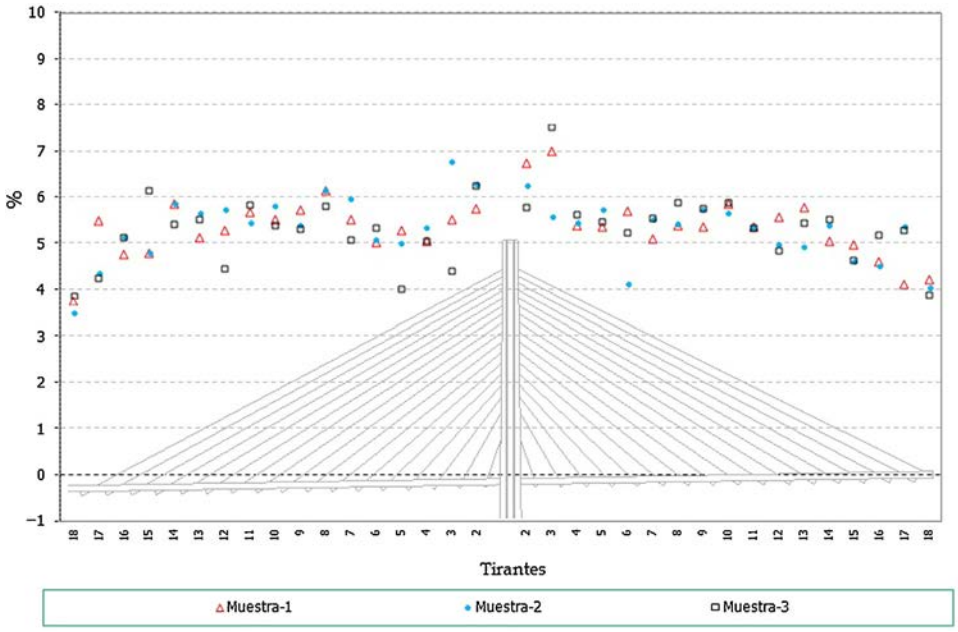


Figura 11. Axiles finales en los tirantes. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

Para facilitar el análisis del gran volumen de resultados obtenidos, se ha definido el valor característico de cada parámetro calculado en cada muestra, el cual corresponde a aquel valor que o bien es superado por el 95% de los elementos de la muestra, definiéndose este valor como *característico inferior*, o bien supera al 95% de los elementos de la muestra, definiéndose este a su vez como *característico superior*.

A continuación se representan los resultados que se han considerado más significativos, como son los axiles en los tirantes y los flectores en el tablero. Para cada uno de ellos se han analizado las siguientes situaciones:

a) *Situación final.* Correspondiente al final del proceso de construcción y aplicación de la carga muerta sobre el tablero.
b) *Situación de construcción.* Correspondiente a las diferentes fases de construcción del tablero.
c) *Situación de servicio.* Correspondiente a la aplicación de las sobrecargas de tráfico sobre la estructura terminada.

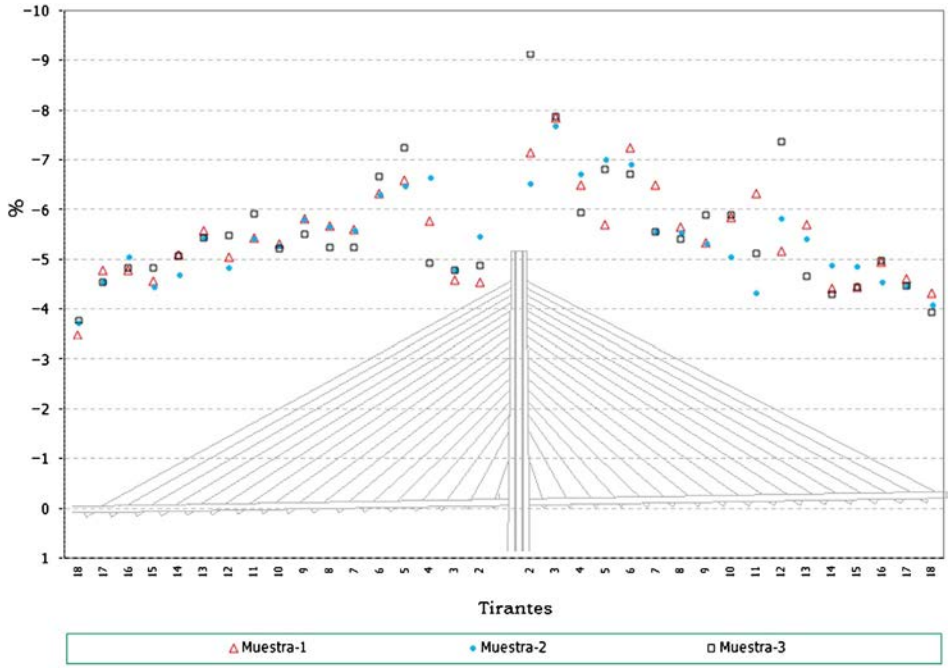


Figura 12. Axiles finales en los tirantes. Diferencia en porcentaje de los valores característicos inferiores respecto de los teóricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

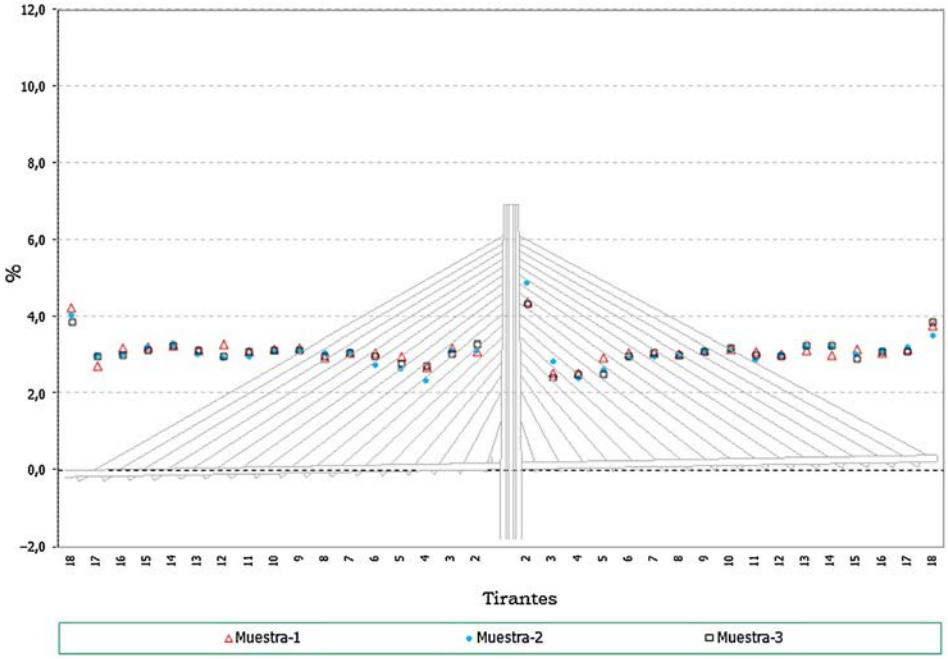


Figura 13. Axiles en los tirantes máximos de construcción. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

5.1. Errores en fuerzas de puesta en tensión

El cálculo de los procesos constructivos «erróneos» parte de las series de variables aleatorias acotadas generadas con el algoritmo anteriormente indicado, y de su aplicación sobre los valores teóricos de los axiles de montaje, de tal manera que:

$$F^{N}_{err,i} = F_{teor,i} \cdot VA^{N}_{i}$$

siendo: $F^{N}_{err,i}$ el valor del axil erróneo N-ésimo del cable i.
$F_{teor,i}$ el valor del axil teórico del cable i.

VA^{N}_{i} el coeficiente aleatorio de ponderación N-ésimo del cable i.

Se presentan a continuación los valores obtenidos en tirantes (figs. 11-16) y flectores en el tablero (figs. 17-19).

5.2. Errores en alargamientos de los cables

Se adjuntan a continuación resultados de la aplicación de los errores aleatorios sobre las deformaciones teóricas de montaje de los cables. Así, el cálculo de los procesos constructivos

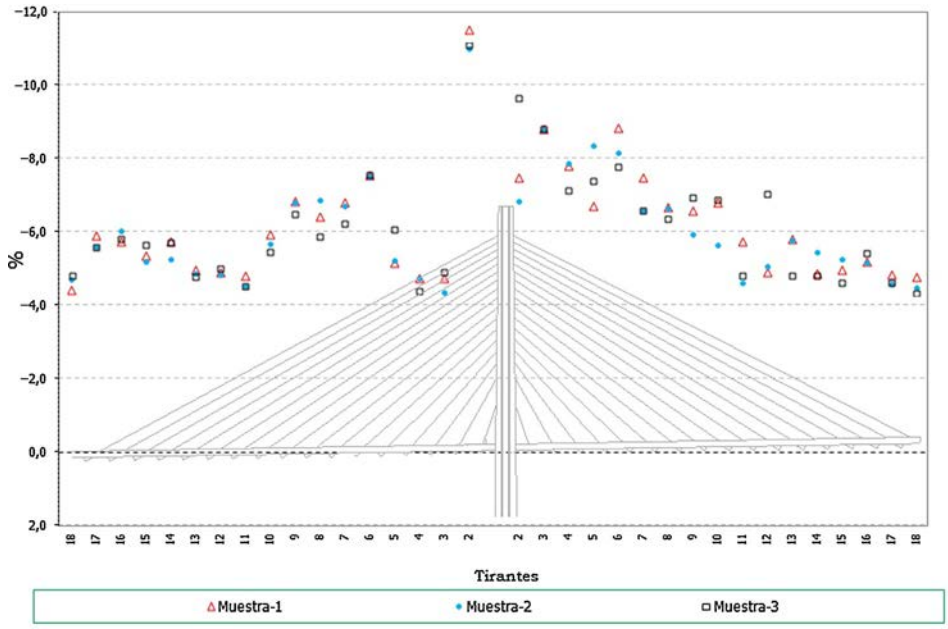


Figura 14. Axiles en los tirantes mínimos de construcción. Diferencia en porcentaje de los valores característicos inferiores respecto de los teóricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

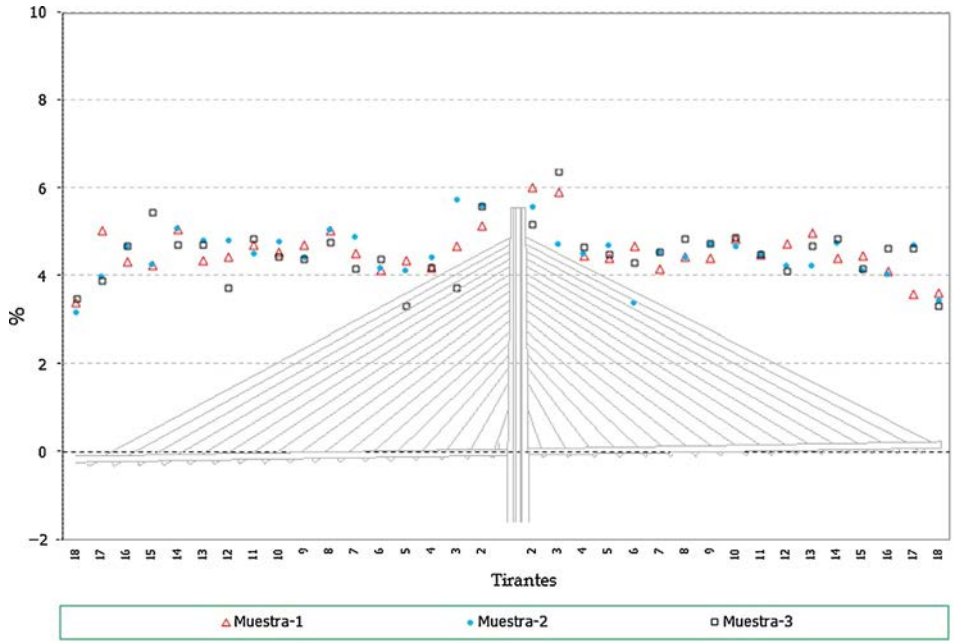


Figura 15. Axiles en los tirantes máximos de servicio. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

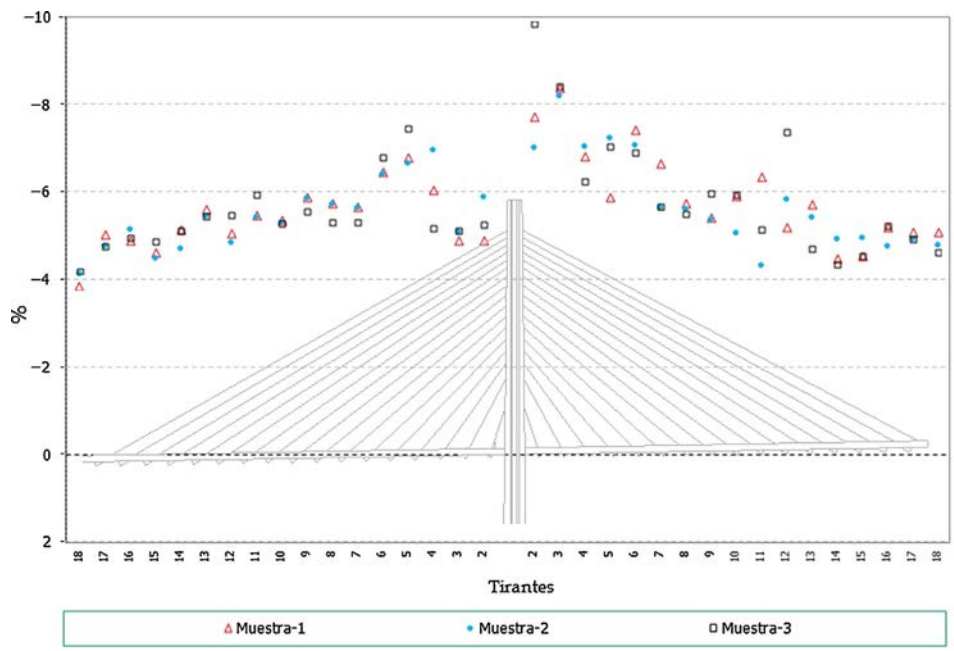


Figura 16. Axiles en los tirantes mínimos de servicio. Diferencia en porcentaje de los valores característicos inferiores respecto de los teóricos.

«erróneos» tiene como base de partida en este caso la siguiente formulación:

$$\delta^{N}_{err,i} = \delta_{teor,i} + (VA^{N}_{i}\text{-}1) \cdot L_i$$

siendo: $\delta^{N}_{err,i}$ el valor de la deformación errónea N-ésima del cable i.

$\delta_{teor,i}$ el valor de la deformación de montaje teórica del cable i.

VA^{N}_{i} el coeficiente aleatorio de ponderación N-ésimo del cable i.

L_i la longitud neutra o en vacío del cable i.

Se presentan a continuación los valores característicos superiores obtenidos en tirantes (figs. 20-23) y los flectores en situación final y de servicio (figs. 24 y 25).

5.3. *Errores en la posición de los anclajes*

El error en la posición en los anclajes se ha considerado que puede producirse con un rango de ±1 cm, habiéndose traducido dicho error en la posición del inicio y final del cable como un error en la longitud a medir de este. De esta forma el proceso seguido para la introducción de estos errores sobre el proceso

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

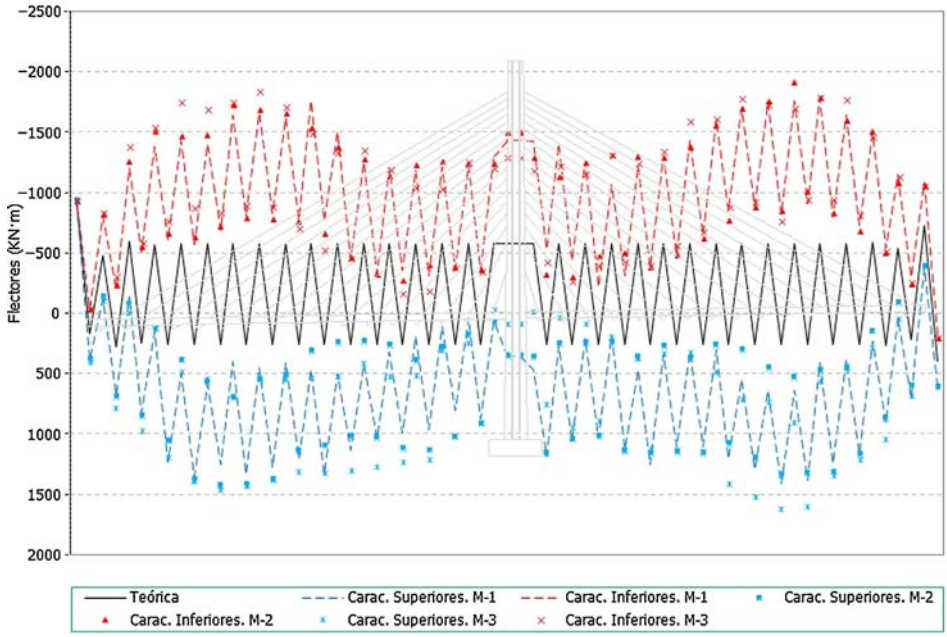


Figura 17. Flectores en tablero en situación final. Valores característicos superiores e inferiores.

constructivo es igual al planteado para el caso anterior de error en la medida de la longitud de los cables.

Se presentan a continuación los valores característicos superiores obtenidos en tirantes (figs. 26-28) y los flectores en situación final y servicio (figs. 29 y 30).

6. Análisis de resultados

6.1. Resultados con errores en fuerzas

En el caso de los axiles en los tirantes se puede indicar que:

- Los errores en los axiles en la fase final alcanzan valores de hasta un 8% del valor teórico, siendo mayores los errores en el caso de los valores característicos inferiores (fig. 11 y fig. 12).
- En el caso de las envolventes de axiles en las fases de construcción se observa claramente que el axil máximo queda muy condicionado por el peso de las dovelas y por lo tanto el efecto aleatorio introducido en los cables no tiene apenas significación en este caso (fig. 13). No ocurre así en el caso de los axiles mínimos de construcción donde los errores llegan a alcanzar porcentajes de hasta un 10% (fig. 14).

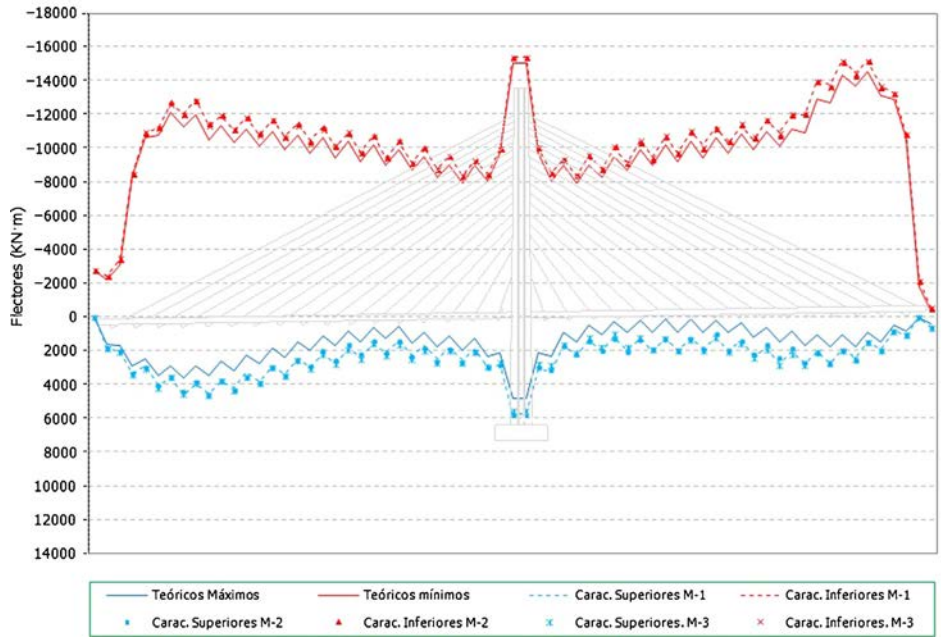


Figura 18. Flectores en tablero en fases de construcción. Valores característicos superiores e inferiores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

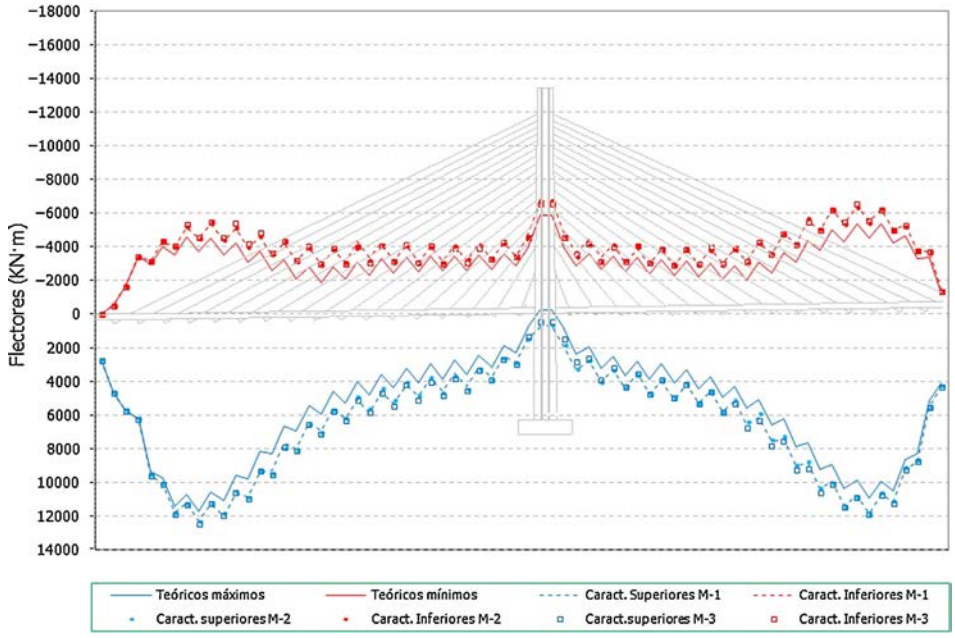


Figura 19. Flectores en tablero en fases de servicio. Valores característicos superiores e inferiores.

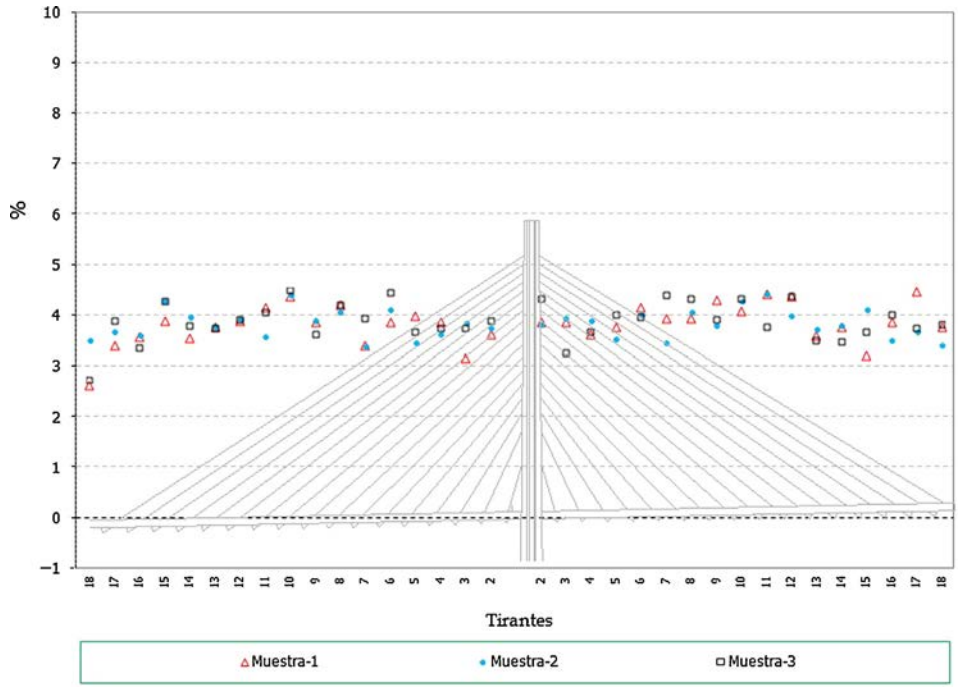


Figura 20. Axiles finales en los tirantes. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

- En el caso de los axiles en servicio ocurre algo similar al caso de los axiles finales, siendo mayor el efecto de la aleatoriedad sobre los axiles mínimos que en los máximos (fig. 15 y fig. 16), dado que en estos últimos influye en cierta medida el valor de la sobrecarga aplicada, sobre la que se ha supuesto que no existe incertidumbre. Los errores en el caso de los axiles mínimos alcanzan hasta un 10%.
- Los errores en todos los casos son mayores en los primeros cables instalados, donde el efecto de la menor longitud del cable supone una mayor repercusión de las imperfecciones en la ejecución simuladas.

Por otra parte en el caso de los resultados en flectores del tablero:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

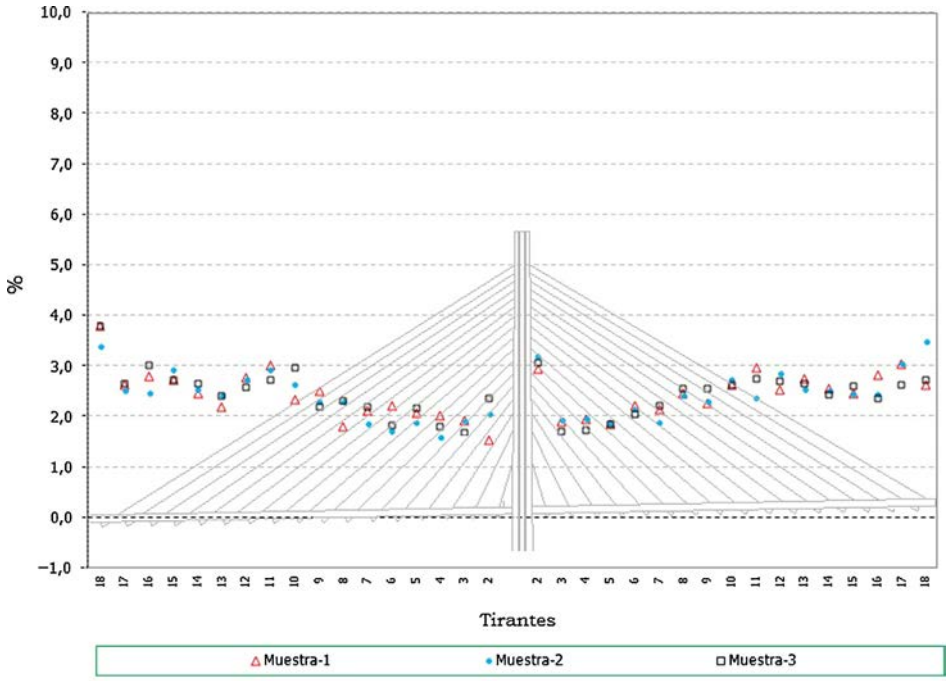


Figura 21. Axiles en los tirantes máximos de construcción. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

- Se observa que existe una gran influencia en la situación final del proceso constructivo, que queda relativamente alejado de la situación objetivo de la viga continua (fig. 17).
- En cambio, de cara a las envolventes que verdaderamente dimensionarían el tablero, mínimos de construcción y máximos de servicio (fig. 18 y fig. 19), las diferencias obtenidas al introducir los errores de montaje resultan del orden del 5-7% para los flectores mínimos y de hasta un 20-30% en el caso de los máximos de construcción.

6.2. *Resultados con errores en deformaciones*

En el caso de los axiles en los tirantes:

- Los errores en los axiles en la fase final alcanzan valores de hasta un 4% del valor teórico, siendo similares los niveles de error para el caso de los máximos y mínimos de la situación final (fig. 20).

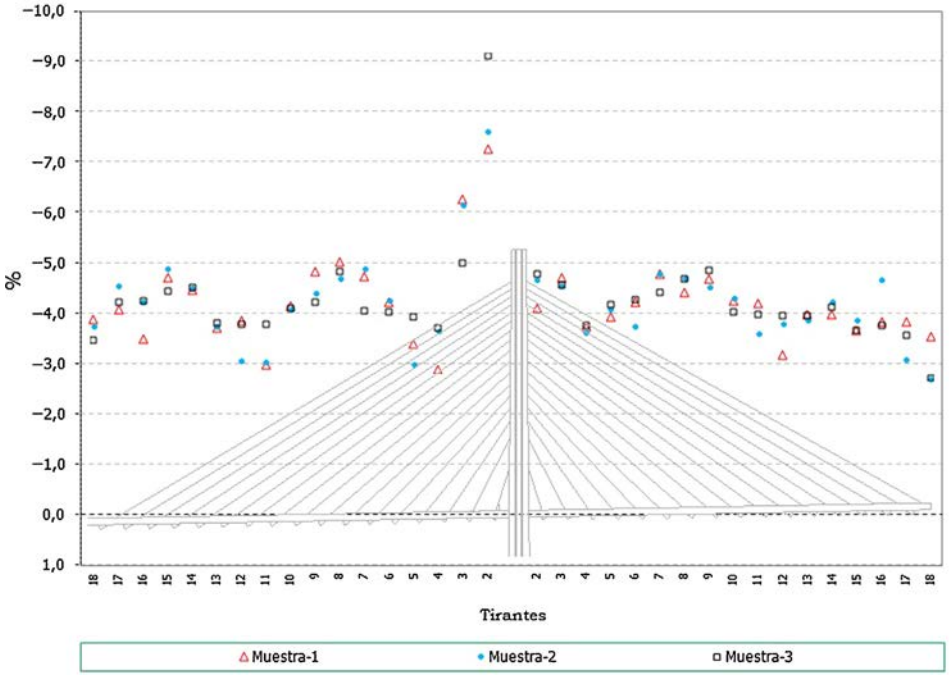


Figura 22. Axiles en los tirantes mínimos de construcción. Diferencia en porcentaje de los valores característicos inferiores respecto de los teóricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

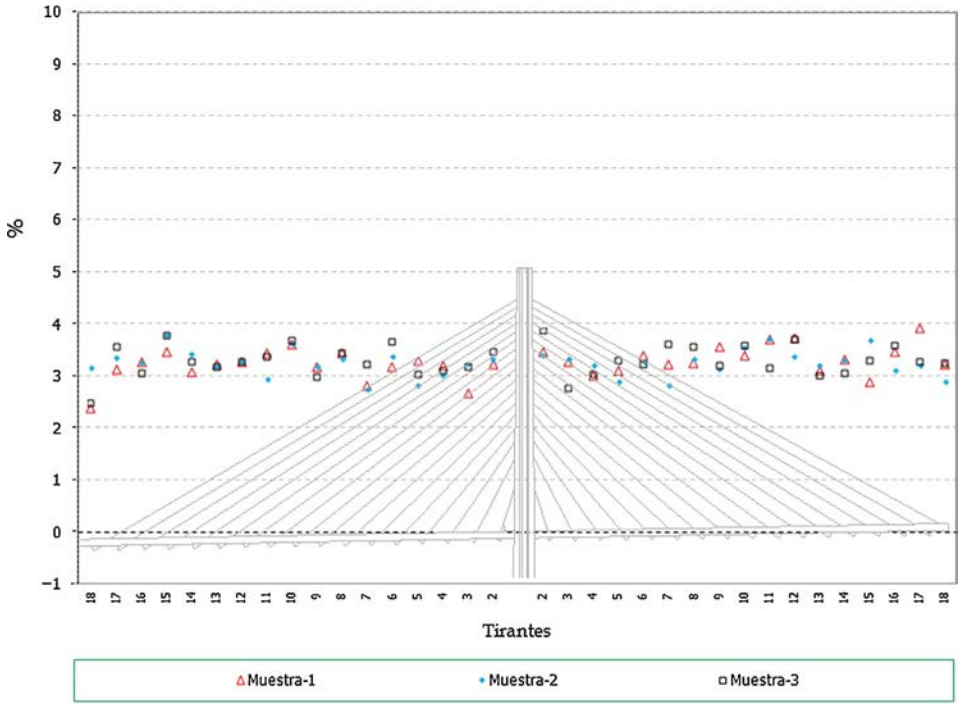


Figura 23. Axiles en los tirantes máximos de servicio. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

- Al igual que en el caso anterior, se observa que los axiles mínimos de construcción tienen porcentajes de error, de hasta un 8%, siendo en general superiores a los de los máximos (fig. 21 y fig. 22).
- En el caso de los axiles en servicio los valores de los errores obtenidos quedan en el orden de entre un 3 y un 4% (fig. 23).
- Por otra parte en el caso de los flectores del tablero:
- Se observa que existe una gran influencia de los errores aleatorios en la situación final del proceso constructivo. El efecto es más acusado en la zona situada a 3/4 de la luz, donde el esquema de atirantamiento es menos eficaz y la flexibilidad del tablero por lo tanto más alta (fig. 24).

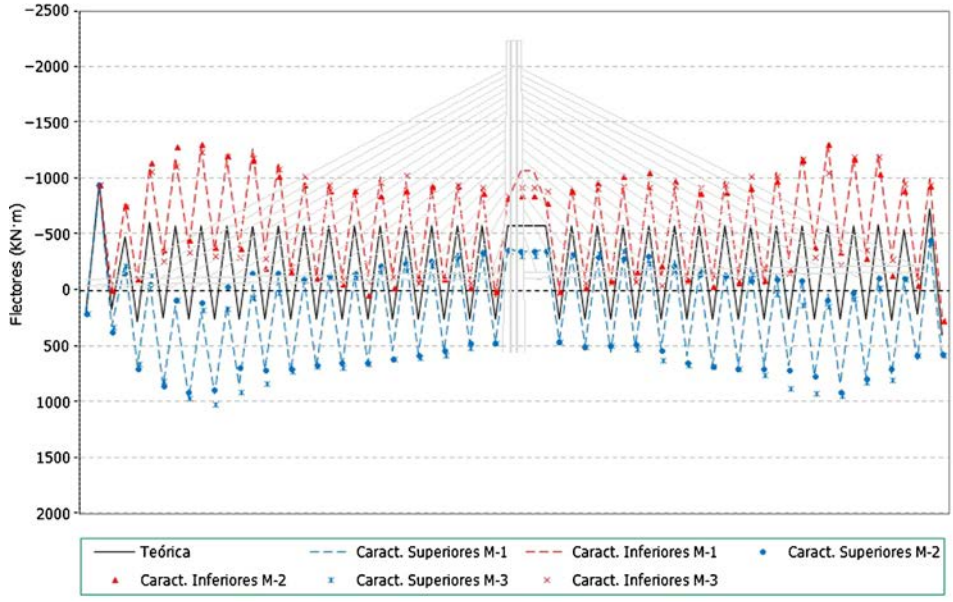


Figura 24. Flectores en tablero en situación final. Valores característicos superiores e inferiores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

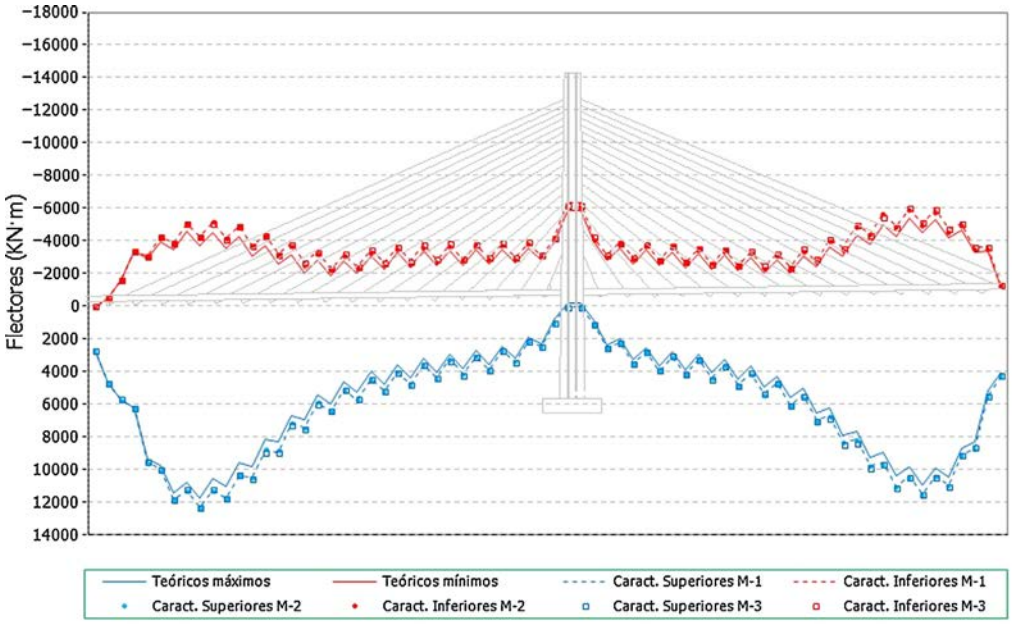


Figura 25. Flectores en tablero en fases de servicio. Valores característicos superiores e inferiores.

- Los efectos en las envolventes de construcción y servicio son más reducidos que en el caso anterior, aplicando errores en fuerzas de puesta en tensión, encontrándose las mayores desviaciones en la zona del tablero donde su rigidez es más reducida (fig. 25).

6.3. *Resultados con errores en posición de anclajes*

En el caso de los axiles en los tirantes:

- Los errores en los axiles finales son mucho más acusados en el caso de los tirantes cortos, donde se llegan a alcanzar desviaciones de hasta un 20% (fig. 26).
- En el caso de los axiles de construcción, la envolvente de máximos queda más acotada en su desviación pero en el caso de la envolvente de mínimos los errores en los tirantes más cortos quedan en el entorno de hasta un 30% (fig. 27).
- Los axiles en servicio muestran un comportamiento similar al caso de los axiles finales del proceso de construcción (fig. 28).

En el caso de los flectores en el tablero:

- Los flectores en la situación final resultan con una desviación importante respecto de la situación teórica. Este efecto es más acusado en las dovelas iniciales donde el error de posición en los anclajes es más acusado (fig. 29).

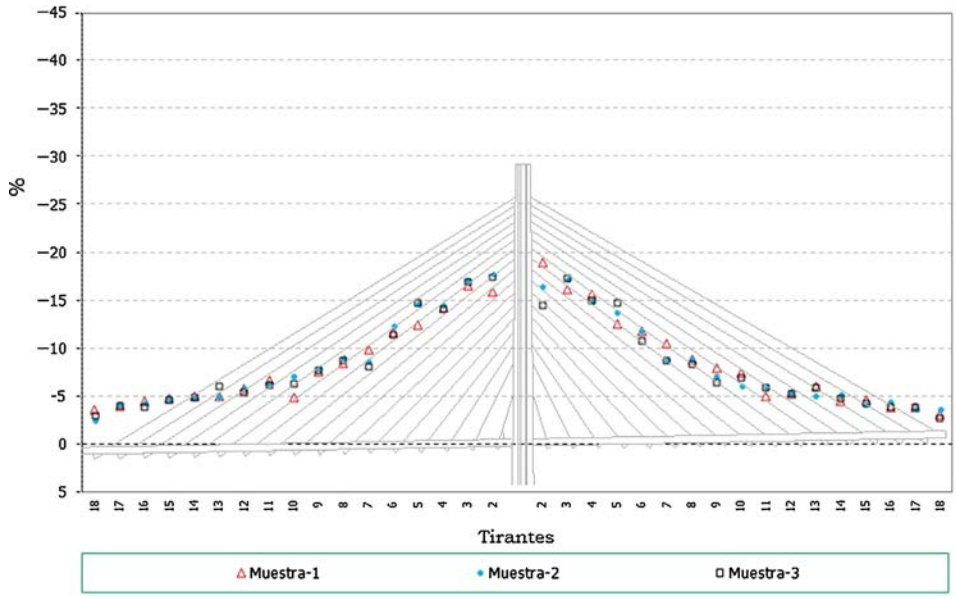


Figura 26. Axiles finales en los tirantes. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

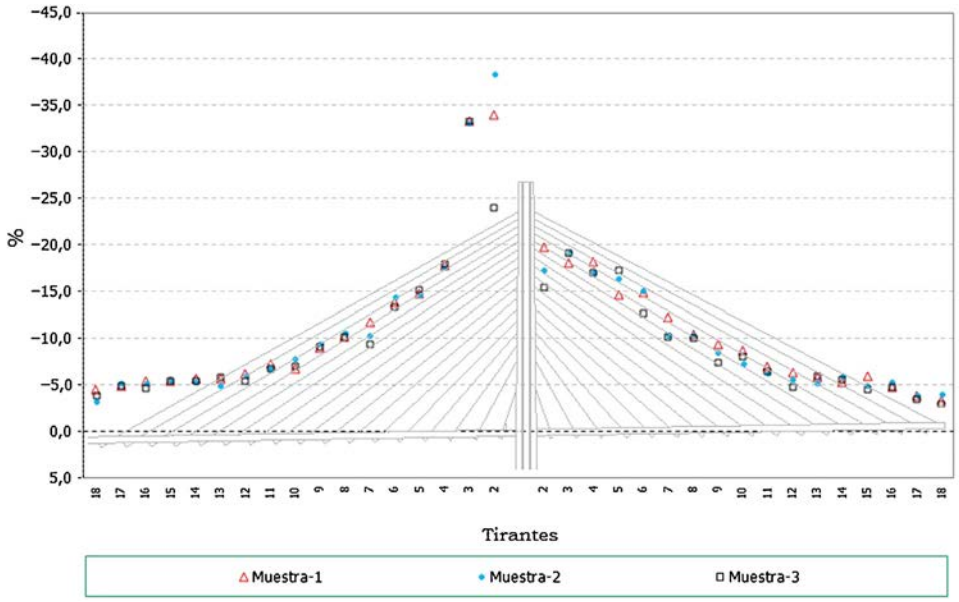


Figura 27. Axiles en los tirantes máximos de construcción. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

- En las envolventes de flectores en las situaciones de construcción y servicio el efecto de la aleatoriedad queda amortiguado, siendo únicamente importante en la zona de tablero donde anclan los cables más cortos (fig. 30).

6.4. Comparación de resultados

A la vista de los resultados anteriores se puede concluir que:

- El método de introducir errores en fuerzas de puesta en tensión produce en general errores mayores en los esfuerzos en tirantes y tablero que en el caso de considerar errores en deformaciones.
- La introducción de errores en el replanteo de los anclajes provoca esfuerzos en los tirantes con mucha mayor desviación que las generadas en los métodos anteriores, pero no tanto en el caso de los flectores en el tablero.

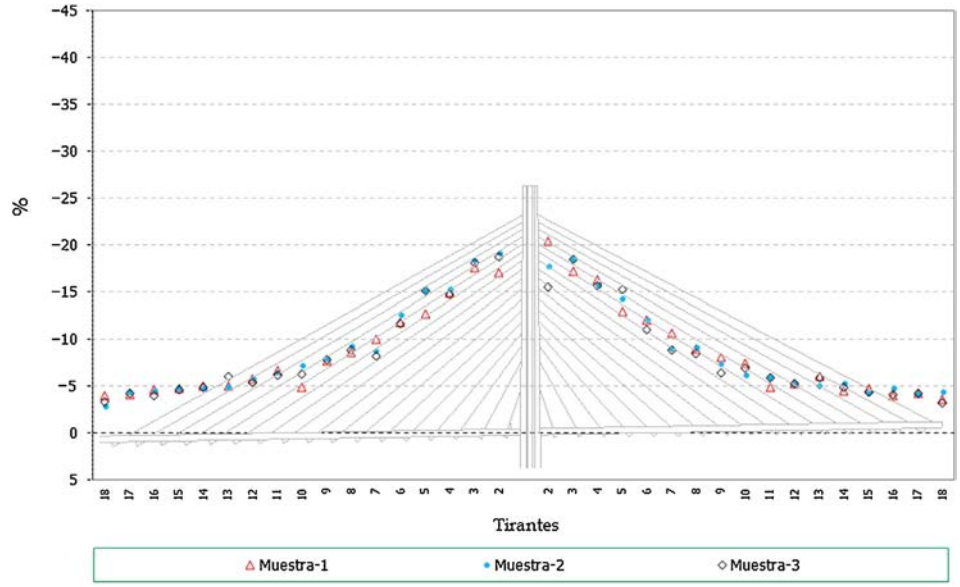


Figura 28. Axiles en los tirantes máximos de servicio. Diferencia en porcentaje de los valores característicos superiores respecto de los teóricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

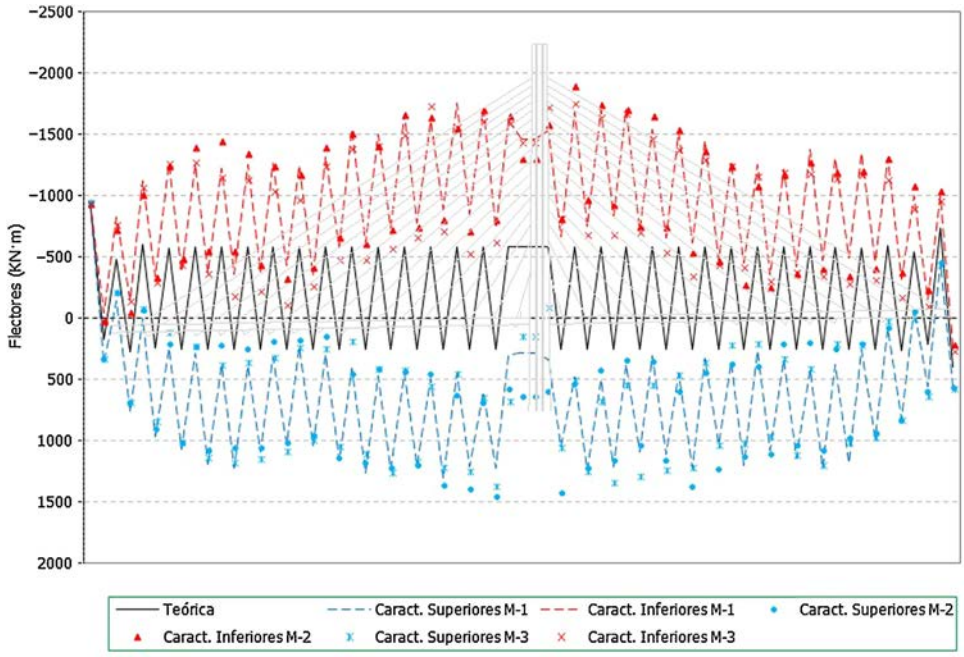


Figura 29. Flectores en tablero en situación final. Valores característicos superiores e inferiores.

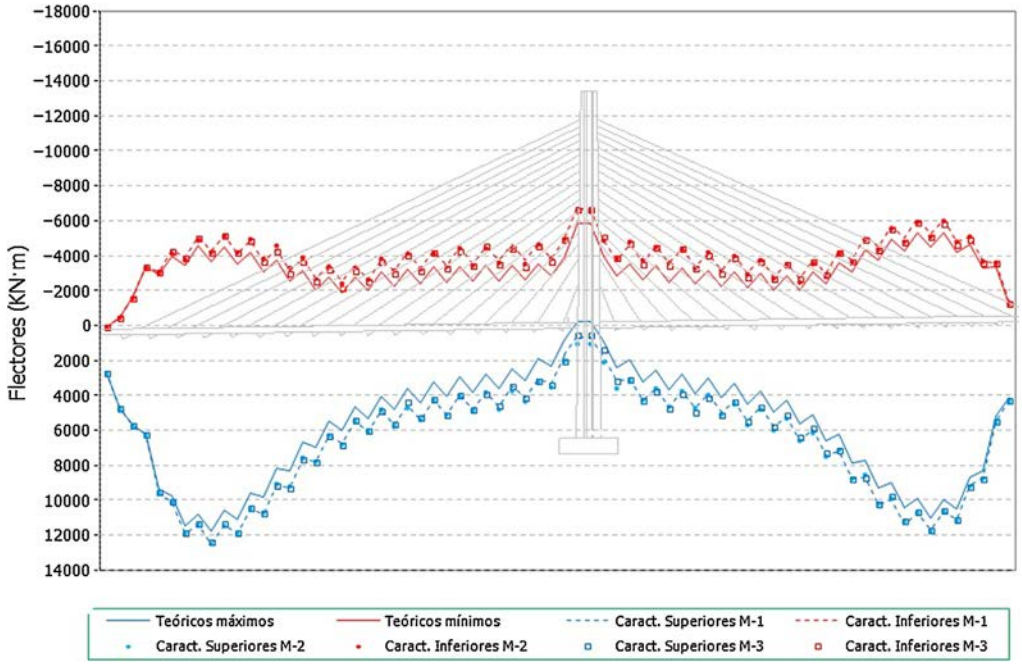


Figura 30. Flectores en tablero en fases de servicio. Valores característicos superiores e inferiores.

7. Resumen y conclusiones

En este artículo se ha planteado un método que permite la introducción de errores aleatorios en la instalación de los cables tanto en fuerzas de puesta en tensión como en deformaciones y posición de los anclajes. En los dos primeros casos, las limitaciones establecidas por la normativa son similares, pero las tolerancias habituales en la posición de los anclajes producen efectos mucho mayores en proporción. Es por este motivo que el método de control de la puesta en tensión de los cables midiendo deformaciones debe ir acompañado de un control geométrico muy estricto, lo que hace muy difícil su aplicación al caso de puentes con tablero de hormigón.

El efecto de los errores aleatorios, sin tener en cuenta errores en el posicionado de los anclajes de los cables, es mayor en el caso del montaje de los tirantes aplicando fuerzas al caso de aplicar deformaciones, aunque en ambos casos quedan relativamente acotados. Aplicando ambos métodos, aunque sobre

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

la situación final objetivo las desviaciones son significativas, el efecto final en las envolventes que dimensionarían el tablero (flectores mínimos de construcción y máximos de servicio) es pequeño, dada la influencia del peso de la dovela y de la sobrecarga de tráfico que las condicionan.

Bibliografía

[1] H. Svensson, Cable-stayed bridges 40 years of experience worldwide, Ernst&Sohn. (2012).

[2] M. Schlaich, Erection of cable stayed bridges having composite decks with precasts concrete slabs, Journal of Bridge engineering (2001), Sep.-Oct.

[3] M.J. Gabrow, Construction stage analysis of cable-stayed bridges (tesis), Faculty of the Technical University of Hamburg, Hamburg, Germany, 2004.

[4] N. J. Gimnsig, *Cable supported bridges*. Ed. John Wiley&Sons. 2.ª ed., Chichester, 1997.

[5] J.A. Lozano Galant, Construction control of cable-stayed bridges (tesis doctoral), Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2013.

[6] M. Virlogueux, *Erection of cable-stay bridges. The control of the desired geometry*. Conference AFPC sur le ponts suspendus et à haubans. Deauville. France. 1994.

[7] R. Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moia, *Cable stayed bridges*, 2.ª ed., Ed. Thomas Thelford, London, 1999.

[8] HAUBANS. Recommandations de la commission interministérielle de la précontrainte. SETRA. Nov. 2001.

[9] *Manual de tirantes*. Recomendaciones y manuales técnicos. E-12. ACHE 2007.

[10] J. Cheng, R. Xiao, J. Jiang, Probabilistic determination of initial cable forces of cable-stayed bridges under dead loads, Structural engineering and mechanics 17 (2) (2004) 267–279.

[11] S. Chen, Z. Chen, Reliability of construction control of cable stayed-bridges, Proceedings of the Institute of Civil Ingeneers, Bridge engineering. 164 (2011).

[12] H. Cramer, *Teoría de probabilidades y aplicaciones*, Ed. Aguilar, Madrid, 1968.

[13] S.J. Alvarez, Estadística aplicada, teoría y problemas, Univ. Complutense de Madrid, Madrid, 2000.

[14] *Instrucción de hormigón estructural. EHE-08*. Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.

[15] UNE-ENV 1992-1. *Proyecto de estructuras de hormigón*, AENOR, Madrid, 2010.

[16] *Building code requirements for structural concrete*. ACI-318-08. American Concrete Institute. 2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(277):225–236
www.e-ache.com

Original

Efecto de las cargas cíclicas sobre la adherencia hormigón-acero en hormigones sumergidos

Effect of cyclic loading on concrete-steel bond in underwater concrete

Héctor Bernardo Gutiérrez [a,*], Miguel Ángel Vicente Cabrera [b], Dorys González Cabrera [c] y Juan Fernando Martínez Díaz [d]

[a] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dirección técnica, DRAGADOS, Madrid, España*
[b] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor titular, Universidad de Burgos, Burgos, España*
[c] *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor contratado, Doctor, Universidad de Burgos, Burgos, España*
[d] *Licenciado en Ciencias Químicas, Dirección técnica, DRAGADOS, Madrid, España*

Recibido el 28 de noviembre de 2014; aceptado el 15 de enero de 2016
Disponible en Internet el 31 de marzo de 2016

Resumen

El hormigón sumergido ha sido utilizado en la construcción desde la antigüedad, generalmente ante la imposibilidad, o inconveniencia, de conseguir un recinto seco para su puesta en obra. Sin embargo, esta utilización se ve perjudicada por el lavado de las partículas de cemento de la masa de hormigón, lo cual produce un deterioro de sus propiedades mecánicas, incluyendo una disminución de su resistencia a compresión así como de la adherencia entre hormigón y armaduras.

El efecto que el lavado tiene sobre la adherencia entre hormigón y barras de acero ha sido escasamente investigado en la literatura técnica. Por otro lado, los resultados disponibles se ven fuertemente condicionados por la forma de fabricación de las probetas empleadas o por el método utilizado para simular el lavado del hormigón debido al contacto con el agua. Ambos aspectos pueden no resultar representativos de las condiciones de puesta en obra reales. Por otro lado, no hay datos de investigaciones previas que involucren cargas cíclicas de alto número de ciclos, como por otra parte suele corresponder a estructuras de ambiente marino, campo de utilización habitual de este tipo de hormigones.

El presente trabajo describe la investigación llevada a cabo sobre la adherencia con barras de acero de una mezcla de hormigón sumergido de 40 MPa. Se han empleado tanto cargas monotónicas como cíclicas con dos rangos de carga y cinco escalones de ciclos (1, 2.000, 20.000, 200.000 y 2.000.000). Los resultados han mostrado que ante cargas monotónicas el hormigón sumergido exhibía una reducción en la tensión de adherencia última (τ_u) de un 5% con respecto a la misma mezcla hormigonada en seco. Por otro lado, las cargas cíclicas tenían el efecto de aumentar el valor de τ_u fruto de la compactación sufrida por el hormigón, que redunda en una mejora de su resistencia a compresión.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón sumergido; Autocompactante; Adherencia; Cargas cíclicas; Fatiga

Abstract

Placing concrete underwater has been used for many years in construction, due to the impracticalities of creating a watertight basin in a marine environment or in ground which is severely waterlogged. Unfortunately the process is hindered by the action of cement washout from the concrete mass, which creates an impairment in the concrete mechanical properties, including loss of compressive strength and the bond between the set concrete and the reinforcement.

The available technical literature on this subject show that the results of tests on samples of underwater concrete are significantly affected by the way in which the samples are taken, and these may not be representative of the real underwater conditions. Furthermore, there appears to have been no research conducted on the high cyclic loading on the underwater concrete to which many marine structures are often subjected.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: h.bernardo@gmail.com (H. Bernardo Gutiérrez).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.01.005
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

This paper concerns research undertaken into the bond strength between reinforcement and underwater concrete for concrete cylinder strength of 40 MPa. Monotonic and cyclic loading has been applied to 5 cycle samples sets (namely 1, 2000, 20,000, 200,000, and 2,000,000 cycles). The results show that, for monotonic loading, the τ_u values in underwater samples reduce by 5% compared to samples cast in dry conditions. In addition the monotonic tests on the samples subjected to high cyclic loading show an increase in the τ_u value compared to those samples not subjected to cyclic loading. This may be a result of the micro-compaction experienced by the concrete due to the high cyclic loading, which leads to an increase in compressive resistance.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Underwater concrete; Self compacting; Bond; Cyclic loading; Fatigue

1. Introducción

Dentro de los hormigones de altas prestaciones hay un tipo que en los últimos años está aumentando su presencia en la construcción de grandes infraestructuras. Este hormigón es el denominado como sumergible, o, más comúnmente, sumergido. Se suelen definir así a los hormigones capaces de ser puestos bajo el agua cumpliendo al menos dos premisas: ser capaces de fluir adecuadamente hasta rellenar el molde o área objetivo, sin dejar huecos y autonivelándose en ausencia de vibración externa, así como sin mostrar signos de segregación o lavado; ser capaces de mantener intactas o escasamente alteradas las propiedades mecánicas mostradas cuando son ejecutados en condiciones no sumergidas una vez han sido vertidos bajo el agua, proceso durante el cual entra en contacto con ella a lo largo de una cierta distancia y a una determinada velocidad relativa. Normalmente este contacto con el agua produce un efecto de lavado en el hormigón, durante el cual hay una pérdida de finos y de cemento, así como una infiltración de agua en la estructura de la masa, efectos que provocan una reducción en las capacidades mecánicas de la mezcla [1].

El empleo de hormigones sumergidos data de tiempos tan remotos como los de la civilización romana [2]. A mediados del siglo XX los esfuerzos se centraron en mejorar la técnica de vertido de hormigones convencionales para evitar su degradación debido al contacto con el agua [3]. Así se desarrollaron numerosos métodos de puesta en obra que han llegado a nuestros días (tubo tremie, hidroválvula, bombeo, bolsas de hormigón, vertido en lámina, vertido mediante cubo. . .). Sin embargo, no fue demasiada la atención prestada al hormigón en sí, utilizando mezclas diseñadas para su empleo en condiciones secas.

A partir de los años setenta se comenzó a trabajar en el desarrollo de dosificaciones de hormigón especialmente preparadas para la puesta en obra sumergida. Los trabajos iniciales se desarrollaron en Alemania Occidental y muestran el empleo por primera vez de los conocidos como aditivos antilavado.

Estos agentes químicos son generalmente de dos tipos: derivados de polisacáridos (celulosas, acrílicos y procedentes de una fermentación bacteriana controlada como la goma welan [4]) o derivados de acrílicos. Los aditivos antilavado tienen la propiedad de aumentar la viscosidad y la cohesión de la mezcla de hormigón mediante la retención de agua a base de formar cadenas con ella, reduciendo por tanto el agua libre y mejorando la resistencia a la segregación. Esto limita el daño por lavado que la puesta en obra sumergida puede producir en la mezcla. Desde entonces, el uso del hormigón sumergido ha ido extendiéndose a estructuras de cada vez mayor envergadura, donde evitar el contacto del hormigón con el agua no es una opción practicable, o supone el empleo de métodos de altísimo coste.

Algunos ejemplos de estructuras muy notables que han empleado hormigón sumergido son el puente Akashi Kaikyo en [5], récord del mundo de luz; la reparación de la Central Nuclear de St. Lucie en Estados Unidos [6], o el nuevo puente sobre el estuario del Forth, en Escocia, donde recientemente se ha batido el récord del mundo de volumen de hormigón sumergido puesto en obra de manera continua [7]. El hormigón de estos trabajos fue en masa y resulta algo más complicado encontrar referencias a trabajos que involucren hormigón armado. También recientemente algunos proyectos han empleado con éxito mezclas de hormigón sumergido de medianas resistencias (30 MPa) en la construcción de elementos estructurales armados para estructuras tanto temporales [8,9] como definitivas [10].

Algunos de los motivos de esta escasez de empleo pueden ser la reducida resistencia que normalmente se considera en el hormigón sumergido o el escaso conocimiento sobre el comportamiento de la adherencia hormigón-barras de acero. En los últimos años se han llevado a cabo una serie de investigaciones específicamente dirigidas a conocer el efecto que la puesta en obra sumergida y el lavado del hormigón tienen sobre la adherencia [11–15].

Sin embargo, estos trabajos basan sus conclusiones bien en hormigones artificialmente degradados mediante ensayos de lavado [13,15], bien en probetas cuya ejecución ha simulado la puesta en obra real en condiciones de laboratorio [11,12], que pueden distar significativamente de las que una adecuada puesta en obra puede ofrecer.

Por otro lado, ninguno de los trabajos hasta ahora realizados ha estudiado el efecto de cargas cíclicas o dinámicas en la adherencia de hormigones sumergidos, aunque se ha demostrado que este tipo de cargas tienen doble efecto sobre la adherencia [16–18]. Por un lado, los ciclos de carga podrían inducir un fallo de la adherencia por fatiga a valores de la carga máxima significativamente menores de la de rotura monotónica. Por otro, el deslizamiento aumenta con el número de ciclos, por lo que, si bien puede no alcanzarse una rotura, sí puede superarse un estado límite asociado con dicho deslizamiento, como puede ser el de fisuración o el de deformación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El presente artículo muestra los resultados de una investigación llevada a cabo empleando un hormigón sumergido de última generación, barras de acero corrugadas y medios de puesta en obra reales. En él se realiza un estudio de la capacidad de adherencia de las barras ante acciones monotónicas y cíclicas obtenida mediante ensayos tipo *Pull-Out*. En el caso de carga cíclica se analizan dos amplitudes de carga con un mismo valor máximo, así como un número de ciclos variable. Los resultados obtenidos incluyen tensiones máximas de adherencia en probetas intactas, evolución del deslizamiento con el número de ciclos, deslizamiento residual no recuperable tras ciclos y tensión máxima de adherencia residual tras ciclos.

En todos los casos se comparan los resultados de probetas ejecutadas en condiciones sumergidas con los de probetas idénticas ejecutadas en seco, de manera que se pueden extraer conclusiones sobre el efecto del lavado del hormigón.

2. Programa experimental

2.1. Materiales

Como en cualquier hormigón, especialmente si es de altas prestaciones, resulta indispensable desarrollar una adecuada dosificación de la mezcla, de manera que permita alcanzar las características reológicas y mecánicas adecuadas a la aplicación deseada.

A este tipo de hormigones se les exige que sean capaces de fluir rellenando huecos y envolviendo armaduras sin más ayuda que su propio peso (disminuido debido al hecho de encontrarse sumergidos). También se les exige que esto lo hagan sin segregación ni exudación, además de sin sufrir un lavado excesivo, con pérdida de finos debido al contacto con el agua, que disminuya sus características mecánicas.

En resumen, un hormigón sumergido debe, por tanto:

- Ser autocompactante para no requerir vibración.
- Tener una elevada viscosidad que impida la segregación.
- Presentar una resistencia al lavado debido al contacto con el agua.

Las características reológicas, tales como la autocompactabilidad, se evaluaron con el ensayo de escurrimiento según norma UNE 83361. Este mismo ensayo también ofrece una estimación de la viscosidad. A la hora de evaluar la resistencia al lavado de los hormigones sumergidos existen varios métodos disponibles en la bibliografía técnica. Algunos de ellos son meramente cualitativos y se basan en observaciones visuales de muestras de hormigón expuestas a corrientes de agua. Sin embargo, hay algunos métodos cuantitativos que, si bien no son del todo satisfactorios, sí parecen relacionar razonablemente el valor obtenido de ellos con la resistencia al lavado del hormigón en condiciones reales.

El método elegido en este trabajo fue el ensayo CRD C61-89A [19], desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Norteamericano con el fin de simular las condiciones de un hormigón sometido a una caída de 1 a 2 m a través de la manguera terminal de un sistema de bombeo. Este ensayo consiste en una cesta de malla en la que se colocan aproximadamente 2 kg de la muestra de hormigón en cuestión. Esta cesta se introduce en un tubo lleno de agua y se deja caer a través del mismo 1,7 m en caída libre. La cesta se recupera a una velocidad de 0,5 m/s y se determina el peso, cuya diferencia con el original es la pérdida de masa. Este proceso se repite 3 veces, siendo el resultado final del ensayo la suma de los 3 valores de pérdida. Se considera que el hormigón es adecuado si el valor está por debajo del 15%. Este procedimiento, aunque ampliamente adoptado, tiene algunos inconvenientes. Por un lado, si los agujeros de la cesta son pequeños (3 mm), el bloqueo de los mismos por parte de la fracción gruesa del árido puede provocar un aumento aparente de la resistencia al lavado. Por otro, si se aumenta el diámetro de dichos orificios y el hormigón tiene una alta autocompactabilidad (mucho escurrimiento), fluye por los agujeros incluso antes de comenzar el proceso de inmersión [20].

La determinación de las características mecánicas del hormigón endurecido también presenta particularidades. Es común que se realicen ensayos de rotura a compresión simple en probeta cilíndrica sobre muestras ejecutadas en condiciones sumergidas, utilizando los mismos métodos que se utilizan en la ejecución de la obra, es decir, sin compactación. Algunos autores han observado que las resistencias así obtenidas ofrecen valores por debajo de los reales, debido a la fuerte exigencia que supone el no compactarlas, como ocurre con las ejecutadas en seco [11]. Sin embargo, en hormigones con características autocompactantes este condicionante no es tan significativo. De hecho, la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles, en sus recomendaciones para el diseño y construcción con hormigones sumergidos [21], indica que la resistencia del hormigón sumergido debe compararse con la de probetas ejecutadas en seco siguiendo el mismo método, esto es, sin compactación.

Una buena parte de las investigaciones sobre la adherencia hormigón-acero han ensayado las probetas a 28 o menos días de edad. Esto tiene sentido, pues muchas de las propiedades del hormigón empleadas en diseño se basan en dicha edad. Sin embargo, para este trabajo se desechó esta condición porque presenta dos inconvenientes. El primero es la duración de los ensayos cíclicos, que puede ser de hasta un mes por cada serie de probetas idénticas. Esto haría que las últimas probetas de la serie presentasen una edad doble de las primeras, pudiendo entonces el efecto de endurecimiento del hormigón por la edad enmascarar otros fenómenos. La ganancia de resistencia en este tipo de hormigones no es despreciable dentro de esos rangos de edad [22]. El segundo es el curado inicial de las probetas fabricadas bajo el agua, que se produce en condiciones sumergidas y de menor temperatura que las no sumergidas. Este hecho hace que el fraguado y endurecimiento no solo comience más tarde, sino que sea más lento. Por ello, en la práctica ninguna probeta se ensayó antes de los 120 días de edad, por lo que se puede asumir que ambos fenómenos ya están estabilizados y no interfieren en los resultados.

El hormigón que nos atañe fue desarrollado para ser utilizado en la construcción de unos recintos estancos en el nuevo puente sobre la bahía de Cádiz [8,9] (fig. 1). Debido a las condiciones de la obra, el hormigón debía someterse a dos procesos de bombeo, así como a una colocación en obra que no permitía la inserción

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 1. Hormigonado de losa sumergida en el nuevo puente sobre la bahía de Cádiz.

de la manguera de vertido en la mezcla fresca, como prescriben las normas de buena práctica habituales. Por este motivo, eran posibles distancias de vertido en contacto con el agua de hasta un metro.

Durante la preparación de la dosificación se tuvieron en cuenta dichas particularidades, y se empleó una cuidadosa selección del aditivo antilavado, de los áridos disponibles, del cemento a emplear y otros aditivos como superplastificantes, incluyendo su compatibilidad con el agente antilavado.

La dosificación utilizada se presenta en la tabla 1.

Para obtener las características reológicas requeridas se empleó una combinación de un aditivo polifuncional reductor de agua, basado en lignosulfonatos, y un superplastificante de cuarta generación, de base policarboxílica. El primero fue dosificado al 0,4% y el segundo al 2%, ambos con respecto al peso de cemento.

Por último, el aditivo antilavado empleado estaba basado en la celulosa. Fue añadido en una proporción del 1.67% con respecto al peso de cemento. Se presentaba en forma de polvo y se añadía durante el proceso de amasado.

El ensayo de escurrimiento (fig. 2) ofreció un valor de 570 mm, y el T_{50} fue de 45 s. El valor del escurrimiento se encuentra en el límite inferior de los hormigones autocompactantes y su T_{50} resulta claramente fuera de rango. Sin embargo, este valor tan alto no es negativo en este contexto, y sí es plenamente consecuente con la alta viscosidad que los aditivos antilavado confieren a la mezcla. Es precisamente esa alta viscosidad el mecanismo encargado de mantener la cohesión entre las partículas, mejorando su capacidad antilavado.

Tabla 1
Dosificación empleada

Componente	Volumen (l)	Peso (kg)
CEM II A/S 42.5 N/SR	145	450
Agua	200	200
Arena 0/5	315	819
Grava 5/15	315	819
Superplastificante	10,5	9
Aditivo polifuncional	2,8	2
Aditivo antilavado	7,5	7,5

Figura 2. Ensayo de escurrimiento.

En el ensayo CRD C61-89A (fig. 3) se utilizó la cesta estándar. La pérdida obtenida fue del 12%, acorde con el buen comportamiento observado en las pruebas a escala real.

Figura 3. Ensayo de lavado CRDC61 89A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 2
Características del hormigón empleado (valores medios)

Hormigón	En seco			Sumergido		
Propiedad	Edad (días)					
	7	28	90	7	28	90
f_{cm} (MPa)	33	44	50	–	43	53
Densidad (g/cm^3)		2,35			2,32	
Aire ocluido (%)		2,3			2,3	

En lo que a características mecánicas se refiere, se ensayaron a compresión simple probetas cilíndricas moldeadas bajo el agua sin compactación.

Para verificar la idoneidad de la elección del método de fabricación de probetas cilíndricas sumergidas, se extrajeron testigos cilíndricos de Ø95 × 200 mm de especímenes de prueba a escala real, ejecutados al abrigo de los recintos estancos. Estos testigos mostraron que las resistencias obtenidas en las probetas y los testigos estaban bastante próximas, y que por tanto el método de fabricación era válido. Los resultados se presentan en la tabla 2.

Las barras de armado empleadas fueron de acero corrugado de 12 mm de diámetro. El acero empleado fue del tipo B 500 SD según norma UNE 36065, con un límite elástico igual o superior a 500 MPa. El área relativa de resalto (f_R) fue de 0,071, encontrándose dentro de los rangos normales preconizados por la norma UNE 10080 para barras de alta adherencia.

Todos los ensayos, tanto monotónicos como cíclicos, se han llevado a cabo en el Laboratorio de Grandes Estructuras de Obra Civil de la Universidad de Burgos.

2.2. Probeta elegida

El tipo de probeta elegida para los ensayos de adherencia fue la llamada *Pull-Out*, según recomendaciones del RILEM [23] e incluido en la norma UNE EN 10080, con la única salvedad de que la dirección de hormigonado fue paralela a la barra y no perpendicular (fig. 4). El espécimen de ensayo consiste en una probeta cúbica de dimensiones variables en función del diámetro de la barra, en la cual se embebe una barra corrugada una longitud

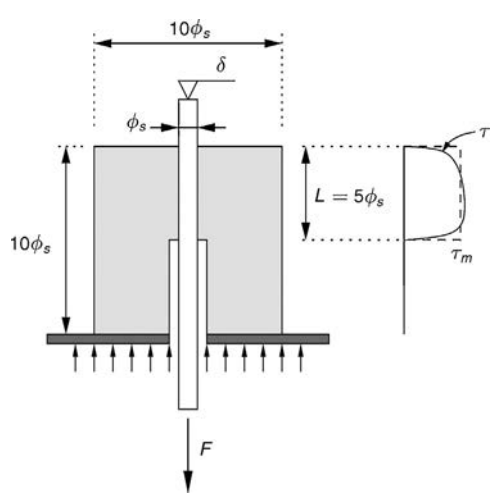


Figura 4. Probeta *Pull-Out*.

de 10 diámetros, aunque solo 5 de los mismos se encuentran en contacto con el hormigón. El resto se encuentran aislados por una vaina de material plástico. Este ensayo ha sido tradicionalmente criticado [24] debido a que en él el hormigón está sometido a un estado de compresiones fruto del apoyo de la probeta en el útil de reacción. Estas compresiones resultan en un aumento de la capacidad de anclaje al colaborar activamente al confinamiento del hormigón que rodea la barra, estado que no siempre se da en las estructuras reales. Por otro lado, el recubrimiento disponible suele ser muy alto, y en casi todos los casos superior al que se dispone en la práctica. Esto lleva a que, generalmente, las probetas *Pull-Out* fallen por arrancamiento y no por *splitting* o hendimiento, que suele ser el fallo más común en estructuras con recubrimientos típicos. Sin embargo, es un tipo de probeta sumamente fácil y barata de ejecutar, y permite una comparación directa entre diferentes hormigones, aunque requiera de ciertas consideraciones para aplicar los valores de adherencia obtenidos en el diseño.

Dado que la longitud de adherencia es de 5 diámetros, entonces la tensión de adherencia, supuesta constante en toda la longitud anclada, es 20 veces menor que la tensión del acero en la barra.

La dispersión del ensayo *Pull-Out* es alta, y por ello se decidió ejecutar 3 probetas para cada ensayo, bien fuese monotónico (antes y tras ciclos) o cíclico. Este valor supuso un compromiso entre lo deseable y los medios disponibles.

2.3. Método de ejecución

El método empleado para la fabricación de las probetas fue idéntico al que se empleó durante la construcción de los recintos estancos del nuevo puente sobre la bahía de Cádiz [8,9]. Este aspecto es crítico para poder considerar que los resultados son representativos. Los métodos de ensayos basados en hormigones degradados artificialmente son adecuados para estudios paramétricos. Por su parte, los métodos basados en elaboración de probetas sumergidas en condiciones de laboratorio no replican adecuadamente las condiciones de obra, siendo, por lo general, bastante más exigentes que estas. Fue por tanto importante reproducir el método de puesta en obra de manera que se cuantificase el lavado real del hormigón.

El proceso comenzó con la fabricación de la amasada en la planta de hormigón disponible en la obra. La mezcla fue entonces transportada al muelle de carga y vertida en una bomba de hormigón, la cual bombeó la misma al interior de hormigoneras situadas en una pontona. Una vez completamente cargadas las hormigoneras, la pontona era trasladada a la zona donde se encontraba el recinto a hormigonar, donde comenzaba el proceso de descarga con un nuevo bombeo. Este segundo bombeo comenzaba por la hormigonera que antes se hubiese cargado en el muelle. Dado el volumen de hormigón total por transporte (50 m^3), el tiempo medio transcurrido para una amasada de hormigón, desde su fabricación a su puesta en obra, estaba en torno a los 60-70 min.

Previamente a los dos bombeos se procedió a realizar un ensayo de escurrimiento, a fin de controlar en todo momento la consistencia del hormigón y garantizar que sus condiciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

fuesen las adecuadas para la puesta en obra. En el caso de que la consistencia se hubiese reducido por debajo de los 500 mm, se añadía más superplastificante, a razón de 1 l/m^3.

El molde destinado a la fabricación de las probetas se ubicó en el fondo del recinto estanco, aproximadamente a 4,50 m de profundidad. Este molde permitía la fabricación de 36 probetas al mismo tiempo, evitando tener que cambiar la manguera de hormigonado de molde en molde con la dificultad que suponía el escaso volumen de las mismas comparada con la capacidad de bombeo. Los buzos posicionaron la manguera sobre el molde a una altura de aproximadamente 0,75 m y procedieron a su llenado dejando al hormigón fluir sin ningún tipo de ayuda. Una vez todos los moldes estuvieron llenos, procedieron a una regularización de la superficie retirando el hormigón sobrante.

La temperatura media del agua era de 23 °C, y el PH, de 8,05. No había corrientes debido a la protección del recinto.

Junto a las probetas *Pull-Out* se fabricaron las pertinentes probetas cilíndricas para efectuar los ensayos de rotura a compresión a 28 y 90 días.

Las probetas de control, hormigonadas en seco, se ejecutaron siguiendo el mismo método, con la única salvedad de hormigonarse sobre la barcaza de transporte, sin que tuviesen contacto con el agua, siendo todos los demás parámetros idénticos.

Las probetas sumergidas se curaron 7 días bajo el agua antes de desmoldarse. Tras ello se almacenaron en una zona sombreada hasta la edad de 120 días, momento en el cual se trasladaron al laboratorio. Las probetas ejecutadas en seco siguieron el mismo proceso salvo por el curado, que durante 7 días se realizó cubriéndolas con una manta que se mantuvo húmeda.

2.4. Parámetros experimentales

El ensayo *Pull-Out* monotónico habitual consiste en aplicar una tracción creciente en uno de los extremos de la barra hasta conseguir arrancarla. En ocasiones este arrancamiento no se consigue y es el hormigón de la probeta el que falla por hendimiento, partiéndose en dos mitades debido a la aparición de una fisura longitudinal a la barra, fruto de tensiones de tracción circunferenciales.

Para el ensayo se utilizó un actuador dinámico de 500 kN suspendido de un pórtico de reacción y equipado con una mordaza (fig. 5). La probeta se fijaba a una mesa de reacción por medio de un útil rotulado que eliminaba el efecto de las imperfecciones en la perpendicularidad de la barra y la cara apoyada de la probeta.

El control del ensayo se realizó por carga a una velocidad de 72 N/s. Es habitual realizar el control por desplazamiento; sin embargo, en este caso la máquina de carga solo podía realizar dicho control en función del movimiento de la pinza, por lo que incluiría la deformación elástica de la barra. Estimar el módulo de elasticidad y sección transversal de las barra no está libre de errores, y mediante una frecuencia de adquisición de datos suficientemente alta es posible recoger un número de puntos adecuado para su posterior proceso. Por lo tanto, se estableció una frecuencia suficientemente alta (30 Hz) como para definir la curva tensión-deslizamiento con precisión adecuada.

En lo que a los ensayos cíclicos se refiere, deben fijarse algunos parámetros adicionales que definan el ensayo.

Figura 5. Máquina de ensayo.

2.4.1. Amplitud de la carga cíclica y tensión máxima

Los fenómenos cíclicos están definidos por dos parámetros, que suelen ser la tensión máxima y la amplitud de la tensión. En lo que a adherencia se refiere, algunos autores [16,25] han considerado que la primera es el parámetro crítico que define la cantidad de daño introducido en el material, y por tanto su comportamiento en fatiga, a semejanza de lo que ocurre con los hormigones. Sin embargo, otros autores [17] han apreciado que la segunda es un parámetro que podría resultar más decisivo que la tensión máxima en la vida a fatiga del material, como ocurre, por ejemplo, en metales.

Dado que, en general, las investigaciones han optado por fijar la tensión mínima y variar la máxima, se optó por el enfoque contrario, fijando la tensión máxima y variando la mínima, pudiendo por tanto aislar el efecto de la tensión máxima alcanzada y centrando la investigación en el efecto de la amplitud. Por otro lado, muchas de las investigaciones anteriores han utilizado valores de la tensión máxima relativamente bajos ($\tau_{max}/\tau_u < 0{,}6$) y amplitudes relativamente grandes ($\Delta\tau/\tau_u > 0{,}2$). En aras de progresar en el conocimiento de la fatiga en adherencia, se decidió trabajar en el rango de altas tensiones máximas y medias o bajas amplitudes.

Los valores de la tensión máxima han supuesto que el uso mayoritario de hormigones sumergidos se da en estructuras de cimentaciones o plataformas offshore. En ellas, una gran parte de la solicitación suele corresponder a carga permanente originada por el peso propio. Como valor orientativo se fijó este valor en torno del 80% de la resistencia última. Aunque estos valores son muy altos para utilizarlos en diseño, resulta interesante su investigación, ya que suponen límites superiores que

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

normalmente no se alcanzan. En general, se puede decir que resulta más seguro extrapolar valores de diseño de inferior magnitud a través de ensayos más exigentes que lo contrario.

Se fijaron dos tipos de carga cíclica. El primero con un valor de la tensión media τ_m de 0,75 la última τ_u, con un rango de tensión $\Delta\tau$ de 0,26 veces τ_u. Se denotará en adelante como DIN 1. El segundo con una tensión media más alta de 0,82 τ_u, pero un rango $\Delta\tau$ más pequeño de 0,13 veces τ_u, es decir, la mitad que el anterior. Se denominará DIN 2. En los dos casos la tensión máxima ($\tau_{máx}$) era igual a 0,88 τ_u, por encima del valor indicado por algunos investigadores para obtener una vida de probeta por encima de los 2 millones de ciclos [16,18], aunque la amplitud era mayor en esas investigaciones, como se ha mencionado.

2.4.2. *Número de ciclos*

En el hormigón no se ha podido encontrar un límite de fatiga, bien en tensión máxima o en amplitud, por debajo del cual no haya fallo. Por otro lado, resulta difícil estimar la tensión alcanzada en el hormigón debido al efecto de traccionar la barra, pues el estado tensional es complejo y varía una vez comienza y avanza la fisuración. Además, el fallo por fatiga en estructuras de hormigón armado se produce rara vez por fatiga del propio hormigón [26]; así pues, los parámetros de ensayo suelen ser los empleados en el acero. Así, los ensayos habituales tienden a realizarse a 2 millones de ciclos, con algunas excepciones llegando a 10 millones [27].

Aunque el valor del deslizamiento residual (δ_r) y τ_u alcanzados tras los 2 millones de ciclos son interesantes, también lo son valores intermedios, pues permite conocer la progresión de ambos parámetros, lo que permite el desarrollo de modelos constitutivos.

Por tanto se decidió, para cada tipo de hormigón y de carga, ensayar probetas a 2.000, 20.000, 200.000 y 2.000.000 de ciclos.

2.4.3. *Frecuencia de ensayo*

La frecuencia de carga en los ensayos cíclicos se fijó en 4 Hz. Algunas investigaciones han puesto de manifiesto una influencia no despreciable de la frecuencia de ensayo en las propiedades de los hormigones [28], siendo estas mejores cuanto más alta es la frecuencia. Sin embargo, en términos de adherencia, y dentro del rango 1-8 Hz, no se han encontrado diferencias [28].

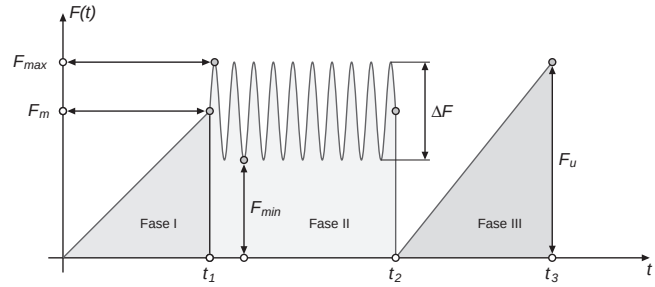


Figura 6. Esquema de ensayo cíclico tipo.

2.4.4. *Método de ensayo*

El proceso típico de un ensayo está reflejado en la figura 6. El mismo comienza traccionando la barra hasta la tensión media del ensayo τ_m (asociada a una fuerza media F_m), como si de un ensayo monotónico se tratase (fase I). Alcanzado ese momento (t_1), se procede a introducir los ciclos de carga en el número deseado (fase II). Tras completar ese número de ciclos (t_2) la probeta es descargada y se mide el deslizamiento residual. A continuación se carga de nuevo hasta rotura como un ensayo monotónico, registrando tanto la tensión como el deslizamiento asociado en el extremo libre de la barra.

3. Resultados y discusión

3.1. *Ensayos monotónicos*

Los resultados de los ensayos monotónicos llevados a cabo sobre 3 probetas de cada hormigón se presentan en la tabla 3 y son de dos tipos: τ_u y $\delta(\tau_u)$. Para su correcta interpretación es conveniente considerar lo siguiente.

- Aunque no hay un consenso claro, una buena parte de las investigaciones consideran que la adherencia última τ_u es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a compresión f_c. Sin embargo, hay otros trabajos que consideran que el ajuste con $f_c^{1/4}$ proporciona mejores resultados [29].
- Se debe determinar la resistencia a compresión que se toma como referencia. Observaciones realizadas por otros investigadores al respecto de la evolución de la adherencia con la edad han demostrado que su ganancia de resistencia sigue un curso más rápido que la resistencia a compresión [30]. Resulta por tanto más preciso referir la pérdida en la capacidad

Tabla 3
Resultados de los ensayos monotónicos

Hormigón	τ_u (MPa)	Deslizamiento (mm)	$\tau_u/f_{c,28}^{1/2}$	$\tau_u/f_{c,90}^{1/2}$	$\tau_u/f_{c,28}^{1/4}$	$\tau_u/f_{c,90}^{1/4}$
En seco	16,80[a]	1,26[c]	2,53	2,38	6,52	6,32
Sumergido	15,92[b,e]	1,65[d,f]	2,44	2,18	6,23	5,90
Sumergido/Seco	0,95	1,31	0,96	0,92	0,95	0,93

[a] Desviación estándar 1,17 MPa.
[b] Desviación estándar 0,66 MPa.
[c] Desviación estándar 0,28 mm.
[d] Desviación estándar 0,27 mm.
[e] Media de 3 ensayos.
[f] Media de 2 ensayos por avería en cadena de medida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

adherente del hormigón sumergido a su adherencia normalizada con respecto a $f_{c,90}$.

Tal y como se muestra en la tabla 3, la reducción de τ_u se encuentran en el entorno del 5% si se compara la tensión de adherencia absoluta. Cuando se realiza la normalización, esta reducción se queda en un 4% con respecto a $f_{c,28}{}^{1/2}$ y un 5% con respecto a $f_{c,90}{}^{1/2}$. Si se elige como criterio $f_{c,28}{}^{1/4}$, esta reducción es de un 8%, y para $f_{c,90}{}^{1/4}$ crece a un 7%.

Estos resultados son sensiblemente menores que los obtenidos por otros investigadores. Así, por ejemplo, Kim et al. [12] han observado reducciones de un 15% (para la tensión de adherencia normalizada con $f_{c,28}{}^{1/2}$) para barras hormigonadas en la dirección del hormigonado. Sanz [11] ha publicado reducciones también sin normalizar de entre el 55 y el 80% (crecientes con el diámetro de la barra), que normalizadas con $f_{c,28}{}^{1/2}$ resultan en 42 y 74%, respectivamente. Todas estas investigaciones han realizado el hormigonado en condiciones de simulación en laboratorio, con más o menos cuidado a la hora de evitar el lavado de las muestras. Por último, Assaad et al. [13–15] han indicado reducciones en el rango del 5 al 45%, dependiendo de la resistencia al lavado del hormigón. En esta última investigación los autores elaboraron las probetas a partir de hormigones previamente sometidos al ensayo de lavado, por lo que se conocía con precisión la pérdida de propiedades y el grado de lavado del mismo.

Por el contrario, los valores de $\delta(\tau_u)$ obtenidos en este trabajo son sensiblemente mayores en el hormigón sumergido, incluso teniendo en cuenta la dispersión de los datos. Este comportamiento es contrario al encontrado por otros autores [13,14], donde el deslizamiento en tensión última para hormigones sumergidos que habían sufrido un lavado era menor. Algunos autores sugieren que este valor no tiene tanto que ver con la calidad del hormigón como con parámetros geométricos del corrugado, situándose en el entorno de la distancia entre corrugas [31]. Otros trabajos han encontrado que el valor es inversamente proporcional a $f_c{}^{1/2}$ [18]. Los resultados obtenidos están en la línea de los modelos teóricos de adherencia que suelen considerar el deslizamiento en tensión última como una constante [32].

Dado que los hormigones sumergidos sufren un proceso de lavado que afecta más a la fracción fina del árido que a la gruesa [33], es de esperar que el hormigón en contacto con las corrugas sea más poroso. Esta mayor porosidad lleva asociado un menor módulo de elasticidad y, por ende, una mayor deformación. Sin embargo, la resistencia a compresión está más asociada a la fracción gruesa del árido, cuya interfase con la pasta de cemento sufre una menor degradación; por tanto, el deslizamiento podría verse más afectado en mayor medida que la resistencia a compresión.

Por tanto, no solo las características reológicas del hormigón y su resistencia al lavado definen el efecto que sobre la adherencia tiene la puesta en obra sumergida. El método de ejecución resulta clave para conseguir mínimas reducciones tanto de f_c como de τ_u. Dicho método de ejecución está directamente relacionado con la velocidad relativa entre el agua y la masa de hormigón, la cual se ha demostrado un factor de gran influencia

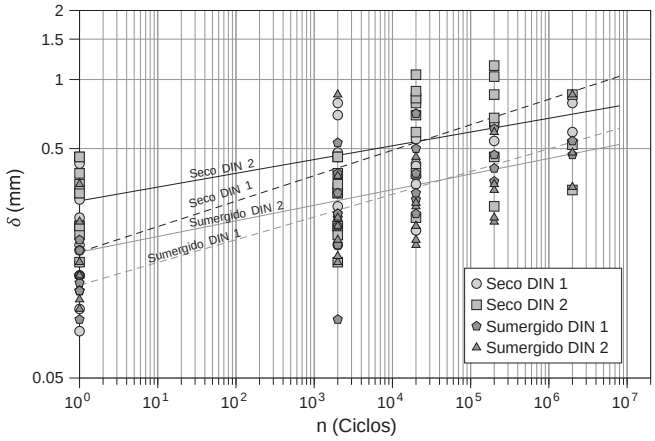


Figura 7. Ensayos cíclicos. Progresión del deslizamiento.

en el lavado [13]. Los ensayos de lavado disponibles no resultan suficientes para determinar el grado de adherencia conservada aunque, con las debidas precauciones, sí pueden ser un indicador adecuado del límite inferior a utilizar en diseño, siempre y cuando la puesta en obra sea adecuada.

3.2. Ensayos cíclicos

Durante la fase II del ensayo se recogieron los datos del deslizamiento en el extremo libre de la barra a una frecuencia de 16 Hz. Esto ha permitido obtener 4 puntos por ciclo coincidentes con τ_u, τ_{min} y τ_{max}. Por tanto, se puede representar el deslizamiento δ para cada ciclo de carga y observar su evolución.

La representación habitual es la doblemente logarítmica, con el número de ciclos en ordenadas y el deslizamiento en abscisas. La misma se muestra en la figura 7. Además de los datos, que muestran la dispersión habitual, se ha representado el ajuste por mínimos cuadrados a la ecuación 1.

$$\delta = A \cdot n^{b_1} \tag{1}$$

Para cada probeta, A es el valor del deslizamiento en el ciclo inicial (en τ_m), n el número de ciclos y b_1 la constante de ajuste. Con los datos de todas las probetas se obtienen unos valores medios que corresponden a las rectas representadas. Los datos por número de ciclos, tipo de hormigón y tipo de carga se presentan en la tabla 4.

Se puede ver que ignorando el deslizamiento inicial, que ha tenido una alta dispersión en todo el ensayo, las pendientes de las rectas —o lo que es lo mismo, el exponente b_1— son semejantes entre hormigones para los 2 rangos de carga. Esto significa que, por un lado, no hay diferencias apreciables en el comportamiento de ambos hormigones en lo que a evolución con el número de ciclos se refiere. Es decir, el lavado del hormigón sufrido por la puesta en obra sumergida no afecta al comportamiento dinámico de la adherencia. Por otro lado, la evolución es distinta para distintos rangos de carga, siendo la tensión máxima τ_{max} idéntica en ambos casos. Esta segunda conclusión es coincidente con las encontradas por otros autores, que sugieren que un valor único del exponente b no es adecuado para representar la evolución del deslizamiento, y que su valor debería ser modificado en función

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 4
Valores de A y b_1 para la ecuación (1); $p < 0{,}05$

	A				b_1			
n	2.000	20.000	200.000	2.000.000	2.000	20.000	200.000	2.000.000
En seco	0,18	0,16	0,15	0,14	0,111	0,107	0,115	0,112
En seco	0,30	0,31	0,30	0,25	0,063	0,063	0,059	0,054
Sumergido	0,13	0,15	0,14	0,13	0,105	0,102	0,097	0,092
Sumergido	0,18	0,15	0,15	0,16	0,066	0,061	0,067	0,078

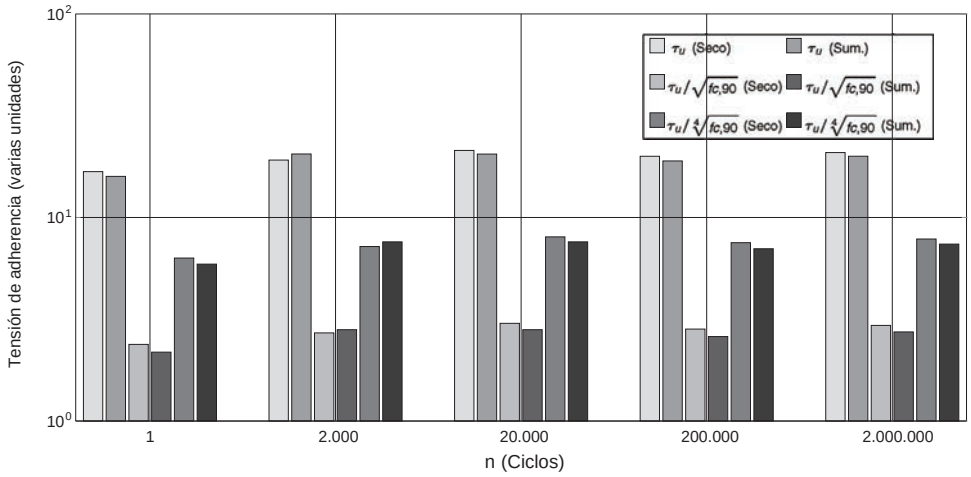


Figura 8. Resultados de ensayos monotónicos tras ciclos.

de la tensión máxima [22,34,35] o la amplitud de la carga [36] para hacerlo creciente con estas. Los datos obtenidos de este trabajo soportan la segunda hipótesis, ya que a igualdad de τ_{max}, el exponente sufre una variación no despreciable.

3.3. Ensayos monotónicos tras ciclos

Tras la fase II del ensayo las probetas eran descargadas y sometidas a un ensayo monotónico convencional. Los resultados de las resistencias, de nuevo en valor absoluto y normalizadas con los 2 criterios ($f_c^{1/2}$ y $f_c^{1/4}$), pueden encontrarse en la figura 8. Puede observarse que, en general, tanto en resultados absolutos como normalizados, τ_u presenta valores más bajos en las muestras sumergidas que en las en seco. Hay sendas excepciones para 2.000 y 20.000 ciclos. En el primer caso la tensión normalizada del sumergido es ligeramente mayor. En el segundo ocurre lo contrario, y es la tensión absoluta la que es ligeramente mayor. Estos resultados pueden estar bien justificados por la dispersión de los datos habitual en ensayos *Pull-Out*.

Tras 2.000.000 de ciclos la τ_u media del hormigón sumergido es un 4% más baja que en el ejecutado en seco. Cuando se normaliza con respecto a $f_{c,28}^{1/2}$ la diferencia decrece al 3%, y para $f_{c,90}^{1/2}$ crece hasta un 7%. El comportamiento es similar al presentado por las probetas no sometidas a ciclos de carga, con diferencias sumergido-seco ligeramente menores.

El gráfico de la figura 9 muestra los datos de τ_u, normalizados con $f_{c,90}^{1/2}$, enfrentados a los ciclos en escala semilogarítmica. Asimismo se presenta el ajuste por regresión a la ecuación 2, pero en este caso para τ_u:

$$\tau_u = C \cdot n^b \tag{2}$$

C es la media de las τ_u obtenidas en los ensayos monotónicos sin ciclos previos; b_2 es la constante de ajuste, cuyo valor para los 2 hormigones y 2 amplitudes ($\Delta\tau$) se muestra en la tabla 5. Se puede observar que hay una aceptable correlación en prácticamente todos los casos, con una tensión última τ_u creciente con el número de ciclos. Esta tensión máxima aumenta en mayor

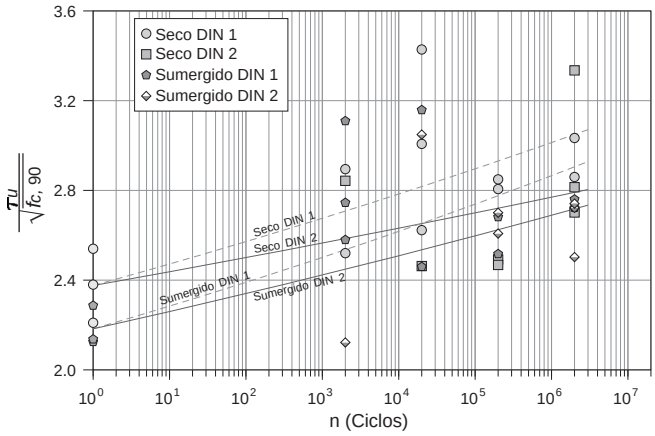


Figura 9. Tensión de adherencia última en ensayos monotónicos tras ciclos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 5
Valores de C y b_2 para la ecuación (2)

Hormigón	$\Delta\tau/\tau_u$	$\Delta\tau/\tau_{max}$	C	b_2	R^2
En seco	0,26	0,3	2,376	0,0172	0,838
En seco	0,13	0,15	2,376	0,0111	0,673
Sumergido	0,26	0,3	2,183	0,0197	0,805
Sumergido	0,13	0,15	2,183	0,0151	0,798

medida para el hormigón ejecutado en condiciones sumergidas en cualquiera de las 2 amplitudes de carga, y es mayor cuanto mayor es dicha amplitud. Esta τ_u incrementada con respecto a los ensayos monotónicos sin ciclos previos ha sido indicada por algunos autores [36,37], aunque otros han encontrado lo contrario [38]. Los primeros [36] achacaron este aumento a la ganancia de resistencia de las probetas con la edad; sin embargo, en este caso se puede descartar tal circunstancia, dado que la edad de las mismas asegura el cese de la ganancia de resistencia.

Existen estudios sobre fatiga en hormigón sometido a una serie de ciclos de carga por debajo del 50% de su resistencia que muestran incrementos en la resistencia a compresión uniaxial [39,40]. Esto se cree que es debido a una compactación a nivel microscópico del hormigón, una reorientación de la estructura atómica del mismo hacia una configuración más estable, una reducción de las tensiones localizadas en la interfase pasta-árido y una redistribución uniforme de las tensiones localizadas de retracción en el hormigón. Por tanto, es posible que esta mejora de la resistencia a compresión del hormigón redunde en una mejora de la capacidad adherente última, aunque en todo caso dependerá de la amplitud de la carga cíclica.

Dado que el hormigón sumergido posee una estructura más porosa debido al efecto del lavado y la inclusión de agua en la mezcla, el efecto de la recompactación puede ser más acusado, apreciándose una mayor ganancia a mayor número de ciclos. Sin embargo, los datos de este estudio son limitados y se necesitarían más investigaciones para poder establecer una relación entre grado de exigencia y comportamiento de la adherencia, no restringiéndose a hormigones sumergidos.

Los valores de $\delta(\tau_u)$ se muestran en la figura 10. Se puede ver un comportamiento menos definido y que no parece responder a ningún patrón. No se pueden, por tanto, extraer conclusiones al respecto, pero en todo caso no parece haber excesivas diferencias entre ambos hormigones o amplitudes de carga. Dado que en el ensayo monotónico el hormigón sumergido ha mostrado mayores deslizamientos, parece que los ciclos de carga contribuyen a igualar los valores de $\delta(\tau_u)$ en ambos hormigones. No obstante, de nuevo el limitado número de datos y la alta dispersión obligan a tomar esta conclusión con muchas reservas (figs. 8-10).

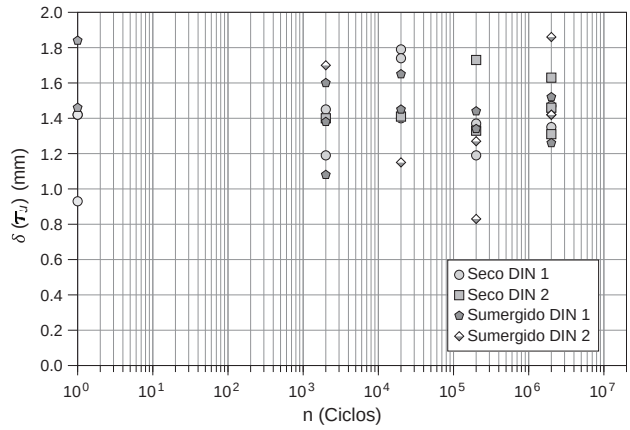


Figura 10. Deslizamiento en tensión de adherencia última tras ciclos.

4. Conclusiones

Las conclusiones del presente estudio, que versa sobre la adherencia de barras corrugadas sometidas a acciones estáticas y cíclicas en hormigones sumergidos, pueden resumirse en:

a) Los valores de la tensión de adherencia última τ_u obtenidos en hormigones sumergidos deben compararse con los de las muestras en seco empleando la normalización con respecto a la resistencia a compresión a 90 días. Esto elimina las diferencias debido al distinto progreso con la edad de la adherencia y la resistencia a compresión, que se ven acentuadas por las condiciones de fraguado y endurecimiento de los hormigones puesto en obra y curados bajo el agua.
b) En el rango de resistencias estudiado (40 MPa), no hay diferencias significativas entre emplear como criterio de normalización ${f_c}^{1/2}$ o ${f_c}^{1/4}$.
c) El hormigón sumergido estudiado, que presenta un valor de lavado en el ensayo CRD C61-89A del 12%, presenta una reducción de τ_u con respecto a las muestras ejecutadas en seco de un 5%. Cuando el valor se normaliza con ${f_{c,28}}^{1/2}$ esta reducción disminuye al 4%, pero vuelve a crecer al 8% cuando se emplea ${f_{c,90}}^{1/2}$.
d) El deslizamiento en tensión última $\delta(\tau_u)$ es mayor en el hormigón sumergido. Esto puede ser debido a la mayor porosidad de la mezcla debido al lavado de finos y a la inclusión de agua. Dado que el lavado afecta en mayor medida a la fracción fina del árido, el deslizamiento se ve más afectado que la resistencia a compresión, y por ende la tensión de adherencia τ_u.
e) Los ensayos de resistencia al lavado no son suficientes para determinar la pérdida de adherencia de un hormigón, ya que el efecto de la puesta en obra resulta muy importante; sin embargo, pueden proporcionar un límite inferior para diseño en condiciones de puesta en obra adecuadas.
f) La progresión del deslizamiento δ con el número de ciclos puede ajustarse a una ecuación de tipo exponencial. El valor del exponente debe ser variable en función de la relación τ_{max}/τ_u y de la amplitud de carga $\Delta\tau$.
g) El valor del exponente no se ve afectado por el hecho de que la puesta en obra del hormigón sea bajo el agua, mostrando el deslizamiento una evolución similar en el caso de ser ejecutado en seco.
h) El valor de τ_u tras un cierto número de ciclos sigue siendo menor para el hormigón puesto en obra en condiciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

sumergidas. Tras 2.000.000 de ciclos las diferencias están en el orden de las de las probetas no sometidas a ciclos.

i) El valor de τ_u en probetas sometidas a ciclos previos crece con el número de ciclos de manera aproximadamente lineal en doble escala logarítmica. El ajuste a una ecuación exponencial muestra una buena correlación.

j) Este incremento es similar al encontrado por otros autores, aunque de mayor magnitud (25%). Su justificación puede deberse a la ganancia de resistencia por compactación que sufre el hormigón cuando es sometido a cargas cíclicas por debajo de $0{,}5\,f_c$.

k) Mayores amplitudes de carga producen una mayor tensión última de adherencia tras 2.000.000 de ciclos y la ganancia de τ_u es más rápida.

l) No se han encontrado diferencias significativas en la evolución de τ_u con el tipo de hormigón. Sin embargo, el hormigón sumergido parece sufrir una mayor ganancia, especialmente para la carga cíclica con menor amplitud. Esto puede ser debido al mayor efecto que la compactación tiene en la estructura interna del hormigón puesto en obra de manera sumergida, que es más porosa debido al lavado de finos y la inclusión de agua.

m) Los ciclos de carga previos hacen que el deslizamiento obtenido para τ_u tras los mismos se iguale entre el hormigón sumergido y en seco.

Sería aconsejable extender esta investigación a valores de carga y amplitud de la misma diferentes a los empleados y que no correspondan a estructuras con una carga permanente tan predominante. Por otro lado, una puesta en obra menos exigente podría poner un nuevo valor en la escala de la afección que sobre la adherencia conservada tiene la colocación y el lavado de la muestra.

Bibliografía

[1] J.J. Assaad, C.A. Issa, Mechanisms of strength loss in underwater concrete, Mater. Struct. 46 (10) (2013) 1613–1629.

[2] M.L. Vitruvio, Los diez libros de arquitectura, Linkgua digital (2010).

[3] P. Steijaert, van Loenen, Blokland, Boon, Jonker, van de Kerk, et al., Underwater concrete, Heron 19 (1973) 1–52.

[4] V.A. Ghio, P.J. Monteiro, O.E. Gjorv, Effect of polysaccharide gums on fresh concrete properties, ACI Mater. J. 91 (6) (1995) 602–606.

[5] M. Kitagawa, Technology of the Akashi Kaikyo bridge, Bridge. Struct. Control Health Monit. 11 (2) (2004) 75–90.

[6] N. Hasan, E. Faerman, D. Berner, Advances in underwater concreting: St. Lucie plant intake velocity cap rehabilitation, ACI Special Publication 140 (1993).

[7] M. Carter, S. Kite, N. Hussain, B. Minto, Design of the Forth Replacement Crossing, Scotland, Proceedings of the ICE-Bridge EngineeringV 163 (2) (2010) 91–99.

[8] H. Bernardo, M. Vicente, D. González, J.F. Martínez, Cyclic bond testing of steel bars in high-performance underwater concrete, SEI 24 (1) (2014) 37–44.

[9] H. Bernardo, M. Martín, M. Vicente, J.F. Martínez, Desarrollo de un hormigón sumergido de altas prestaciones, V Congreso de ACHE (2011).

[10] A. Acerete Navarro, Uranga Carlos, Viaducto de San Lorenzo y Tunel de Soulange, A30 Montreal (Canadá), V Congreso de ACHE (2011).

[11] L. Sanz Pérez, Incidencia de los aditivos antilavado en los hormigones puestos en obra bajo el agua (hormigones sumergidos), Hormigón y Acero (247) (2008) 89–98.

[12] M. Kim, G. Kim, J. Yoon, Bond Strength Properties of Antiswashout Underwater Concrete, Proceedings of the Korea Concrete Institute (2000) 89–99 (en coreano).

[13] J.J. Assaad, C.A. Isaa, Effect of washout loss on bond behavior of steel embedded in underwater concrete, ACI Struct. J. 110 (3) (2013) 511–520.

[14] J.J. Assaad, C.A. Isaa, Bond strength of epoxy-coated bars in underwater concrete, Constr. Build. Mater. 30 (2012) 667–674.

[15] C.A. Isaa, J.J. Assaad, Bond of tension bars in underwater concrete: Effect of bar diameter and cover, Mater. Struct. 48 (11) (2015) 3457–3471.

[16] G. Balázs, Bond under repeated loading, ACI Special PublicationV 180 (1998).

[17] A. Lindorf, M. Curbach, S-N curves for fatigue of bond in reinforced concrete structures under transverse tension, Eng. Struct. 32 (10) (2010) 3068–3074.

[18] R. Eligehausen, E.P. Popov, V.V. Bertero, Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, Informe técnico, College of Engieering. University of California (1983).

[19] U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS., CRD C61-89A. Test Method for Determining the Resistance of Freshly-Mixed Concrete to Washing Out in Water. Handbook for Cement and Concrete, 1989, 3 pp.

[20] M. Annett, Underwater concreting using admixtures, Concrete 21 (1987) 33–34.

[21] JSCE Antiwashout Underwater Concrete Research Subcommittee, Recommendations for design and construction of antiwashout underwater concrete, Concrete library of JSCE, No. 19.

[22] R. Koch, G. Balazs, Slip increase under cyclic and long term loads, Otto Graf Journal 4 (1993) 160–191.

[23] RILEM, Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton-Essais par traction, Recommandation RILEM/CEB/FIP-RC6, Matériaux des Constructions, Vol. 6, No. 32, 1978.

[24] J. Cairns, G.A. Plizzari, Towards a harmonised European bond test, Mater. Struct. 36 (2003) 498–506.

[25] T.M. Sippel, R. Eligehausen, Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm Stuttgart: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen. En Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung, Universität Stuttgart (1997).

[26] M. Plos, K. Gylltoft, K. Lundgren, L. Elfgren, J. Cervenka, E. Brühwiler, et al., Structural assessment of concrete railway bridges: Non-linear analysis and remaining fatigue life, En Bridge Maintenance, Safety, Management, Life Cycle Performance and Cost, Universidad de Chalmers (2006) 741–743.

[27] G. Konig, K. Holschemacher, F. Dehn, D. WeiBe, Bond of reinforcement in self-compacting concrete (SCC) under monotonic and cyclic loading. En Proceedings of the 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Iceland, 17-20 agosto 2003, pp. 939-947.

[28] R.G. Koch, G.L. Balázs, Verbund unter nicht ruhender beanspruchung, Betonund Stahlbetonbau 93 (7) (1998) 177–181.

[29] 408, A. C. ACI 408R-03. Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension, American Concrete Institute, 2003.

[30] Y.-W. Chan, Y.-S. Chen, Y.-S. Liu, Development of bond strength of reinforcement steel in self-consolidating concrete, ACI Struct. J. 100 (4) (2003) 490–498.

[31] G. Rehm, Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Ernst (1961).

[32] International Federation for Structural Concrete, Model Code 2010-Final draft, Fédération Internationale du Béton, 2010.

[33] M. Sonebi, W. Zhu, Investigation of the micro-mechanical properties of underwater concrete, Special Publication Royal Society of ChemistryV 292 (2004) 273–284.

[34] B.H. Oh, S.H. Kim, Realistic models for local bond stress-slip of reinforced concrete under repeated loading, J Struct. Eng. 133 (2) (2007) 216–224.

[35] C. Zanuy Sánchez, Analisis seccional de elementos de hormigón armado sometidos a fatiga, incluyendo secciones entre fisuras [tesis doctoral], ETSICCP, Madrid, 2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

[36] A. Lindorf, M. Curbach, Slip behaviour at cyclic pullout tests under transverse tension, Constr. Build. Mater. 25 (8) (2011) 3617–3624.
[37] G. Rehm, R. Eligehausen, Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads, ACI Journal Proceedings 76 (2) (1979) 297–309.
[38] S. Pul, Loss of concrete-steel bond strength under monotonic and cyclic loading of lightweight and ordinary concretes, Iran. J. Sci. Technol. Transaction B-Engineering 34 (B4) (2010) 397–406.
[39] E.L. Nelson, R.L. Carrasquillo, D. Fowler, Behavior and failure of high strength concrete subjected to biaxial-cyclic compression loading, ACI Mater. J. 85 (4) (1988) 248–253.
[40] J. Minguez, Análisis de la capacidad mecánica postfatiga en hormigones de altas prestaciones sometidos a cargas cíclicas axiales [tesis doctoral], Universidad de Burgos, Burgos, 2012.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Ejemplos de utilización de los Eurocódigos Estructurales

Ejemplo 6: Cortante en muro de frente de estribo sin armadura[1]

Ejemplo planteado:

Se considera un forjado de edificación consistente en una losa maciza de 30 cm de espesor soportada por una retícula de pilares dispuesto cada 8,00 m en dos direcciones perpendiculares. Los pilares tienen una sección de 0,35 × 0,45 m. La estructura está arriostrada lateralmente mediante núcleos de ascensores que absorben las fuerzas horizontales.

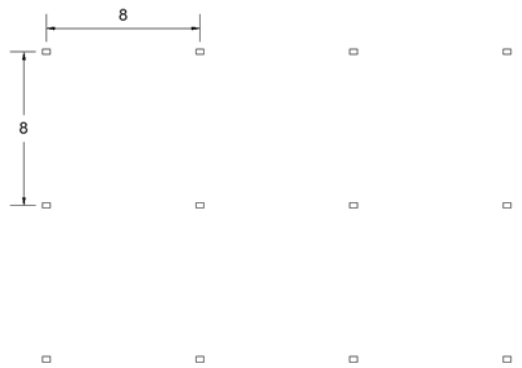


Figura 1. Disposición de los pilares.

Sabiendo que, además de su peso propio, la losa está sometida a:

– Una carga muerta de 1,5 kN/m^2
– Una sobrecarga de uso de 3,0 kN/m^2

Se pide:

1. **Determinar si es necesario disponer armadura de punzonamiento en un pilar interior. Se tomará un canto útil de 0,26 m y una cuantía de armadura longitudinal del 0,5% en ambas direcciones. Se considerará un hormigón de clase C25/30 y un acero con 500 MPa de límite elástico (f_{yk})[2].**

La fuerza de punzonamiento se puede determinar a partir del área de influencia del soporte que será de 8 × 8 m^2:

$$V_{Ed} = 1{,}35 \cdot (8 \cdot 8 \cdot 0{,}30 \cdot 25 + 1{,}5 \cdot 8 \cdot 8) + 1{,}50 \cdot (3 \cdot 8 \cdot 8) = 1065{,}6 \text{ kN}$$

Cálculo del perímetro de punzonamiento (UNE-EN 1992-1-1 6.4.2 Figura 6.15):

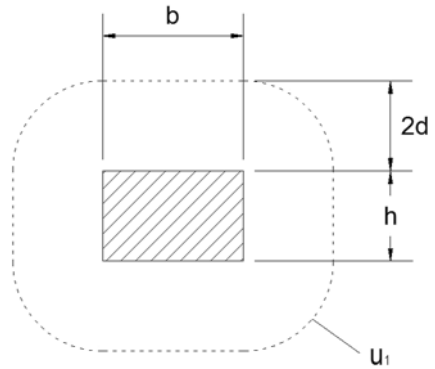


Figura 2. Perímetro de punzonamiento

$$u_1 = 2\pi \cdot 2d + 2 \cdot (b + h) = 2\pi \cdot 2 \cdot 0{,}26 + 2 \cdot (0{,}45 + 0{,}35) = 4{,}87m$$

Condición a cumplir para no disponer de armadura de punzonamiento: $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}15 \cdot 1065{,}6}{4{,}87 \cdot 0{,}26} = 967{,}81 \, kN/m^2$$

UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.38)

De acuerdo con UNE-EN 1992-1-1 6.4.3 (6) – figura 6.21N, el valor de β se puede tomar simplificadamente igual a 1,15 para un pilar interior, siempre y cuando, la estabilidad lateral de la estructura no dependa del funcionamiento como pórtico entre las losas y los pilares y los vanos contiguos no difieran en longitud en más de un 25%.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$= \frac{0{,}18}{1{,}5} \cdot 1{,}877 \cdot (100 \cdot 0{,}005 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1000 = 523 \, kN/m^2$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} = 1{,}877$$

UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.47)

UNE-EN 1992-1-1 establece en el apartado 6.4.4(1) un valor mínimo de para la resistencia a punzonamiento de elementos sin armadura transversal, v_{min}, que viene dada por la expresión análoga para la resistencia a cortante de elementos armadura de

1. Ejemplo elaborado por Alejandro Pérez Caldentey y María Alves: apc@fhecor.es
2. UNE-EN 1992-1-1 no define clases de resistencia para el acero, limitándose a establecer un rango de resistencias comprendido entre 400 y 600 MPa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

cortante (ver apartado 6.2.2(1)). v_{min} es un parámetro nacional cuyo valor recomendado es:

$$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0{,}035 \cdot 1{,}877^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 = 450\ kN/m^2$$

El Anejo Nacional español proporciona la siguiente expresión para v_{min} que resulta bastante menos conservadora:

$$v_{min} = \frac{0{,}075}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{0{,}075}{1{,}5} \cdot 1{,}877^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 = 642{,}89\ kN/m^2$$

En lo que sigue se adoptará el valor de v_{min} el valor recomendado, debido a que el valor actual del Anejo Nacional español podría quedar del lado de la inseguridad respecto de algunos ensayos, no considerado inicialmente en su calibración.

Como la tensión tangencial media en el perímetro de punzonamiento es mayor que la capacidad de la sección sin armadura, resulta necesario disponer armadura de punzonamiento.

En 2013, se aprobó, a nivel del subcomité 2 del CEN TC250, una enmienda (*Amendment*) a UNE-EN 1992-1-1 que supone que la máxima tensión tangencial que se puede resistir queda limitada por un valor que es $\alpha_{máx}$ veces la tensión que puede resistir el hormigón sin armadura:

$$v_{Ed} \leq \alpha_{\max} v_{Rd,c}$$

Esta enmienda, aprobada por los países en 2014, se ha incorporado, debido a que, aparentemente, la formulación de UNE-EN 1992-1-1 podía quedar del lado de la inseguridad respecto de algunos resultados experimentales. Este tipo de limitación ha sido tradicional en países como Alemania, Austria o Reino Unido donde los valores de $\alpha_{máx}$ varían entre 1,4 veces en Alemania y 2,0 en Reino Unido. En otros países, sin embargo, como en España o Italia, esta limitación no ha existido nunca. Dada la disparidad de valores y la ausencia de límite en algunos países, $\alpha_{máx}$ se ha declarado parámetro nacional con un valor recomendado de 1,5 (a pesar de que una de las directrices[3] que se tiene para la revisión de los Eurocódigos, prevista inicialmente para 2019[4], es una disminución drástica del número de parámetros nacionales). Se considera que este valor corresponde al peor detalle posible (cercos abiertos). Hay consenso en que este valor se puede aumentar para cercos cerrados o sistemas con anclaje mecánico (pernos).

En el caso concreto de este ejemplo, la relación entre v_{Ed} y $v_{Rd,c}$ sería de 968 / 523 = 1,85, un valor que estaría en línea con el rango elevado del valor $\alpha_{máx}$. Este ejemplo, que, por otra parte no parece extraordinario en la práctica española, parece indicar la conveniencia de adoptar, a nivel nacional, un valor $\alpha_{máx}$ más próximo al 2,0 inglés que al 1,4 alemán, con objeto de no perjudicar la tradición constructiva española.

3. Ver Mandato M515 de la Comisión Europea al Comité Europeo para la Normalización (CEN)

4. Esta fecha inicial resultará sin duda postergada dados los retrasos que ya se han producido en el programa inicialmente previsto.

2. Dimensionar, en su caso, las armaduras, comprobando la condición de rotura de las bielas.

En la fórmula de comprobación a punzonamiento con armadura se observan una serie de particularidades que conviene resaltar:

- La contribución del hormigón se reduce en un 25% respecto del caso sin armadura. Esta reducción es debida a la necesidad de aumentar el ancho de fisura para deformar la armadura y desarrollar de esta forma su contribución. Este aumento reduce el efecto de engranamiento de los áridos y por tanto la contribución del hormigón.
- Paradójicamente la contribución de la armadura se reduce al inclinarla. Este hecho puede ser debido a que al inclinar las armaduras hay más redondos que cosen la fisura y para su consideración haría falta una mayor abertura de fisura y por tanto, una mayor reducción en el término de contribución del hormigón. Es probable que si se tuviera en cuenta el término de *cotg*α, que se deduce de un modelo de bielas y tirantes, el resultado final quedaría del lado de la inseguridad. Esta particularidad y el coeficiente de 1,5 que aparece en este término corresponde, por tanto, a un ajuste numérico a resultados experimentales. Ello muestra una cierta debilidad del modelo donde priman las condiciones empíricas. Este es uno de los temas que se están debatiendo en el programa de revisión de UNE-EN 1992-1-1, y el modelo actual, debido a este tipo de incoherencias, tiene muchas posibilidades de ser modificado en la próxima revisión de la norma.

La expresión que permite el dimensionamiento de las armaduras corresponde a la expresión UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.52).

UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.52)

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \left(d / S_r \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(1 / (u_1 \cdot d) \right) \cdot sen\alpha$$

En esta expresión, A_{sw} es la sección de armadura correspondiente a un perímetro en torno al soporte y $f_{yw,ed}$ es la tensión máxima en la armadura cuyo valor viene limitado de acuerdo con la expresión siguiente:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25d = 250 + 0{,}25 \cdot 260$$
$$= 315{,}0 MPa < f_{ywd}$$

Despejando de la ec. (6.52), se obtiene la armadura necesaria:

$$A_{sw} / S_r = \frac{\left(v_{Rd,cs} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} \right) \cdot u_1}{1{,}5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot sen\alpha}$$
$$= \frac{\left(967{,}81 - 0{,}75 \cdot 523 \right) \cdot 4{,}87 \cdot 10^4}{1{,}5 \cdot 315{,}0 \cdot 1000 \cdot sen90}$$
$$= 59{,}36\ cm^2 / m$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

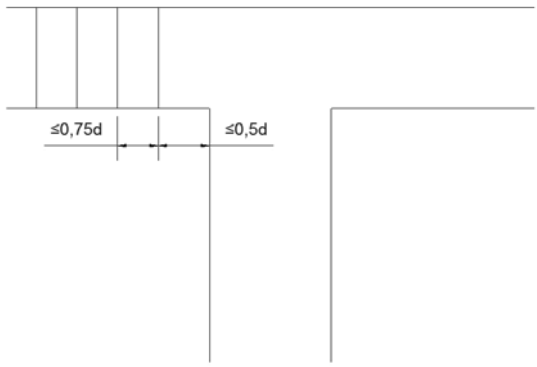


Figura 3. Disposición de la armadura

La disposición de armaduras debe respetar las separaciones máximas que se muestran en la figura 3. Por tanto, redondeando, será necesario limitar la separación entre perímetros de armadura a 15 cm:

$$0,75d = 0,75 \cdot 0,26 = 0,195\,m$$

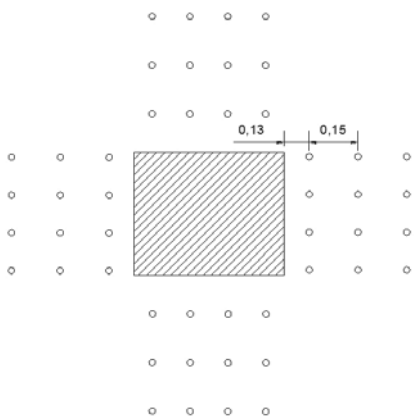


Figura 4. Armado de punzonamiento

Con la disposición de la figura se tienen 4 × 4 = 16 ramas por perímetro (n = 16):

$$A_{sw}/S_r = \frac{n \cdot A_\phi}{S} = \frac{16 \cdot A_\phi}{0,15} \geq 59,36 \rightarrow A_\phi \geq 0,56 \rightarrow \phi 10 \rightarrow 16\phi 10$$

Otra posibilidad es disponer un único cerco por cara, es decir 8 ramas por perímetro, lo cual daría lugar a 8ϕ12.

Verificación de la condición de rotura de las bielas: (UNE-EN 1992-1-1 6.4.5 (3))

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$$

Pilar interior:

$$u_0 = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (0,45 + 0,35) = 1,60\,m$$

$$v_{Ed} = \frac{1,15 \cdot 1065,6}{1,60 \cdot 0,26} = 2945,77\,kN/m^2 \leq v_{Rd,máx} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_c$$

$$= 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \cdot f_{cd}$$

$$= 0,4 \cdot 0,60 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] \frac{25000}{1,5} = 3600\,kN/m^2$$

En la expresión anterior, el valor de 0,5 para ν, recomendado en la versión de UNE-EN 1992-1-1 de 2004 y adoptado por el Anejo Nacional, ha sido reducido a 0,4 tras el la enmienda (*Amendment*) de 2014 de UNE-EN 1992-1-1, razón por la cual se adopta este valor. En cualquier caso se cumple la condición de rotura de la biela.

3. Determinar el número de perímetros que es necesario armar y proponer un detalle de armado.

La condición para delimitar el número de perímetros de punzonamiento en el Eurocódigo 2, no permite resolver el ejemplo planteado en el caso de disponer únicamente la armadura *en cruz*, debido a que, a partir de un cierto punto, no se incrementa el perímetro resistente al alejarse éste de la superficie de comprobación del borde del soporte (ver la figura 6.22 B de UNE-EN 1992-1-1 y la figura 5 que la reproduce). Se trata de un aspecto que choca con la práctica española actual y, será un tema de discusión en la revisión del texto actual.

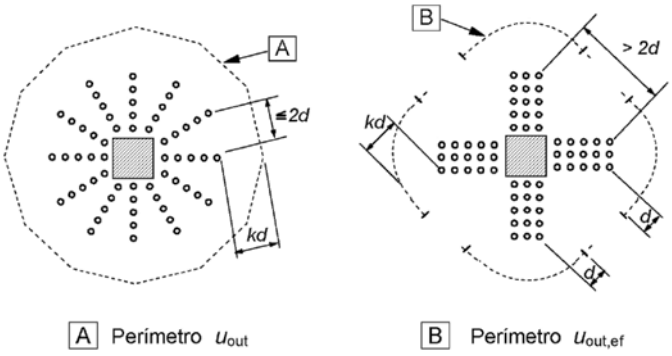


Figura 5. Definición del perímetro resistente u_{out}, en la zona no armada.

La condición que debe cumplir el perímetro $u_{out,ef}$ es la expresada en la ecuación (6.54) de la cláusula 6.4.5 (4) de UNE-EN 1992-1-1. En este caso haría falta un perímetro mínimo de:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 1065,6}{523 \cdot 0,26} = 9,02\,m$$

Con la disposición de tipo B, el máximo valor de $u_{out,ef}$, sería de:

$$u_{out,ef,\max,disp.B} = 2 \times \pi \times 2 \times 0,26 + 8 \times 0,26 = 5,35\,m$$

Por tanto, para resolver el problema con armadura en cruz, resulta necesario disponer armaduras intermedias entre las ramas de la cruz, garantizando que no exista una separación ma-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

yor de *2d* entre ramas verticales. Aunque el perímetro exterior se puede disponer a *2d* de la última barra, para simplificar el cálculo del número de perímetros de armado necesario, se considerará aquí, del lado de la seguridad un perímetro octogonal (ver figura 6).

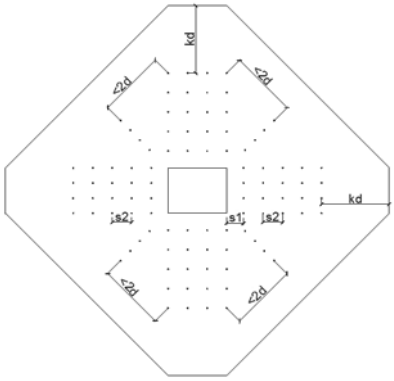


Figura 6. Definición del perímetro resistente u_{out}, en la zona no armada.

Si se denomina s_1 a la distancia del primer perímetro al borde del soporte, s_2 a la separación entre perímetros y n al número de perímetros necesarios, se tiene la siguiente ecuación que permite determinar el valor de n:

$$u_{out,ef} \leq 2b + 2h + 4 \cdot \sqrt{2}\left(s_1 + (n-1) \cdot s_2 + kd\right)$$

$$\rightarrow n \geq \frac{1}{s_2}\left(\frac{u_{out,ef} - 2b - 2h}{4 \cdot \sqrt{2}} - s_1 + s_2 - kd\right)$$

El valor de k en las figuras 5 y 6 es un parámetro nacional cuyo valor recomendado es 1,5. El valor adoptado por el Anejo Nacional es de 2,0.

Aplicando esta condición al caso estudiado, con k = 1,5, se tiene, s_1 = 0,5 × 0,26 = 0,13 y s_2=0,15 (< 0,75 × 0,26 = 0,19):

$$n \geq \frac{1}{0{,}15}\left(\frac{9{,}02 - 2 \cdot 0{,}45 - 2 \cdot 0{,}35}{4 \cdot \sqrt{2}} - 0{,}13 + 0{,}15 - 1{,}5 \cdot 0{,}26\right)$$

$$= 6{,}3 \rightarrow 7 \textit{ perímetros}$$

Si se adopta un valor de k igual a 2,0 como en el Anejo Nacional se tiene:

$$n \geq \frac{1}{0{,}15}\left(\frac{9{,}02 - 2 \cdot 0{,}45 - 2 \cdot 0{,}35}{4 \cdot \sqrt{2}} - 0{,}13 + 0{,}15 - 2 \cdot 0{,}26\right)$$

$$= 5{,}4 \rightarrow 5 \textit{ perímetros}$$

Se disponen, por tanto 5 o 7 perímetros de armadura, de acuerdo con el esquema de la figura 6. En el caso de aplicar el Anejo Nacional la máxima separación entre barras del perímetro es ligeramente inferior a *2d*. Con el criterio de valor recomendado de k, sería necesario añadir una barra intermedia en los 2 perímetros más exteriores.

4. Resolver las cuestiones anteriores para un pilar de esquina.

- Determinar si es necesario disponer armadura de punzonamiento

El axil en este caso, obtenido por áreas de influencia será la cuarta parte del correspondiente al pilar interior:

$$V_{Ed} = \frac{1065{,}6}{4} = 266{,}4 \; kN$$

Cálculo del perímetro de punzonamiento

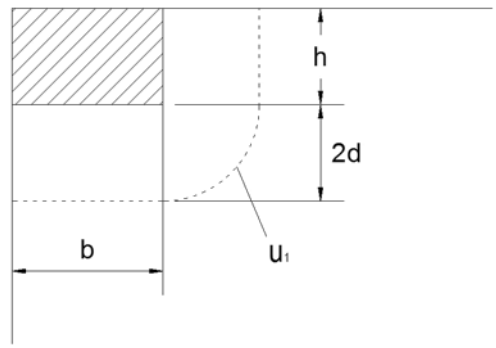


Figura 7. Perímetro de punzonamiento

$$u_1 = \frac{\pi}{2} \cdot 2d + b + h = \frac{\pi}{2} \cdot 2 \cdot 0{,}26 + 0{,}45 + 0{,}35 = 1{,}62 \; m$$

Condición a cumplir para no disponer de armadura de punzonamiento: $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}5 \cdot 266{,}4}{1{,}62 \cdot 0{,}26} = 948{,}7 \; {}^{kN}\!/_{m^2}$$

De acuerdo con UNE-EN 1992-1-1 6.4.3 (6) – figura 6.21N, el valor de β se puede tomar simplificadamente igual a 1,50 para un pilar de esquina, siempre y cuando, la estabilidad lateral de la estructura no dependa del funcionamiento como pórtico entre las losas y los pilares y los vanos contiguos no difieran en longitud en más de un 25%.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3}$$

$$= \frac{0{,}18}{1{,}5} \cdot 1{,}877 \cdot \left(100 \cdot 0{,}005 \cdot 25\right)^{1/3} \cdot 1000 = 523 \; {}^{kN}\!/_{m^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} = 1{,}877$$

Como la tensión tangencial media en el perímetro de punzonamiento es mayor que la capacidad de la sección sin armadura, resulta necesario disponer armadura de punzonamiento.En el caso concreto de este ejemplo la relación entre v_{Ed} y $v_{Rd,c}$ sería de 949 / 523 = 1,81.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

- Dimensionar las armaduras, comprobando la condición de rotura de las bielas

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(d/S_r \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(1/(u_1 \cdot d) \right) \cdot sen\alpha$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \cdot 260 = 315,0 MPa < f_{ywd}$$

$$A_{sw}/S_r = \frac{\left(v_{Rd,cs} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}\right) \cdot u_1}{1,5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot sen\alpha} = \frac{(948,7 - 0,75 \cdot 523) \cdot 1,62 \cdot 10^4}{1,5 \cdot 315 \cdot 1000 \cdot sen90}$$

$$= 19,08\, cm^2/m$$

$$A_{sw}/S_r = \frac{n \cdot A_\phi}{S} = \frac{8 \cdot A_\phi}{0,15} \geq 19,08 \rightarrow A_\phi \geq 0,36 \rightarrow \phi 8 \rightarrow 8\phi 8$$

Verificación de la condición de rotura de las bielas:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$$

El perímetro u_0 para soporte de esquina un viene dado por (ver apartado 6.4.5 (3) de UNE-EN 1992-1-1):

$$u_0 = 3d \leq b + h \rightarrow u_0 = \min(3 \times 0,26;\ 0,45 + 0,35) = 0,78 \text{ m}$$

$$v_{Ed} = \frac{1,5 \cdot 266,4}{0,78 \cdot 0,26} = 1970,41\, kN/m^2 \leq v_{Rd,máx} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_c$$

$$= 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \cdot f_{cd}$$

$$= 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] \frac{25000}{1,5} = 3600\, kN/m^2$$

En la expresión anterior, el valor de 0,5 para ν, recomendado en la versión de UNE-EN 1992-1-1 de 2004 y adoptado por el Anejo Nacional, ha sido reducido a 0,4 tras el la enmienda (*Amendment*) de 2014 de UNE-EN 1992-1-1, razón por la cual se adopta este valor. En cualquier caso se cumple la condición de rotura de la biela.

Cálculo del número de perímetros de armado

En este caso, el perímetro exterior mínimo para que se pueda resistir el esfuerzo de punzonamiento sin armadura viene dado por:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1,50 \cdot 266,4}{523 \cdot 0,26} = 2,94\ m$$

En este caso, el número de perímetros se obtiene adaptando la ecuación utilizada para el pilar interior de acuerdo con la expresión siguiente:

$$u_{out,ef} \leq b + h + \sqrt{2}\left(s_1 + (n-1) \cdot s_2 + kd\right) \rightarrow n \geq \frac{1}{s_2}\left(\frac{u_{out,ef} - b - h}{\sqrt{2}} - s_1 + s_2 - kd\right)$$

Aplicando esta expresión con los valores del problema que se está tratando, se obtiene, para el valor recomendado de k = 1,5:

$$n \geq \frac{1}{0,15}\left(\frac{2,94 - 0,45 - 0,35}{\sqrt{2}} - 0,13 + 0,15 - 1,5 \times 0,26\right) = 7,6 \rightarrow 8\ perímetros$$

Con el valor de k = 2,0 que adopta el Anejo Nacional, se tiene:

$$n \geq \frac{1}{0,15}\left(\frac{2,94 - 0,45 - 0,35}{\sqrt{2}} - 0,13 + 0,15 - 2,0 \times 0,26\right) = 6,8 \rightarrow 7\ perímetros$$

En la figura siguiente se muestra cómo quedaría la disposición de armadura de punzonamiento en este caso para los criterios de los valores recomendados de UNE-EN 1992-1-1 y para los valores adoptados por el Anejo Nacional:

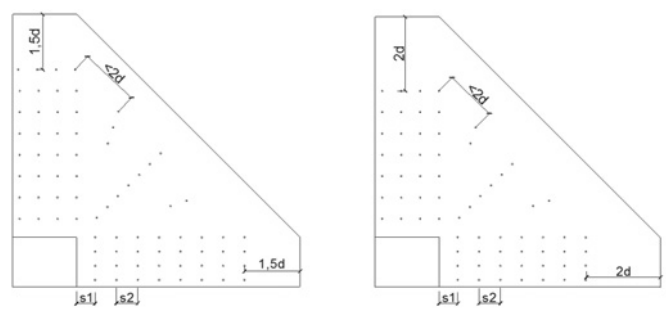


Figura 8. Disposición de la armadura de punzonamiento en el pilar de esquina, a la izquierda, según los criterios recomendados por UNE-EN 1992-1-1 y a la derecha, según los parámetros adoptados por el Anejo Nacional.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

HORMIGÓN y ACERO

ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

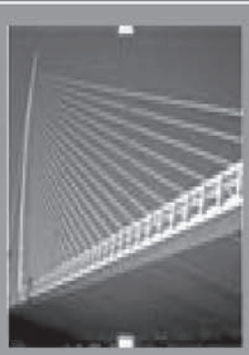
Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran reputación entre las revistas científico-técnicas de calidad y avalada por una trayectoria de 65 años, en los que se ha constituido en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos. Se publica en versión impresa y electrónica.

Está dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades, centros de investigación y organismos públicos relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y numerosos órganos de la administración del Estado y las Comunidades Autónomas con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil (altos cargos y responsables de la toma de decisiones).

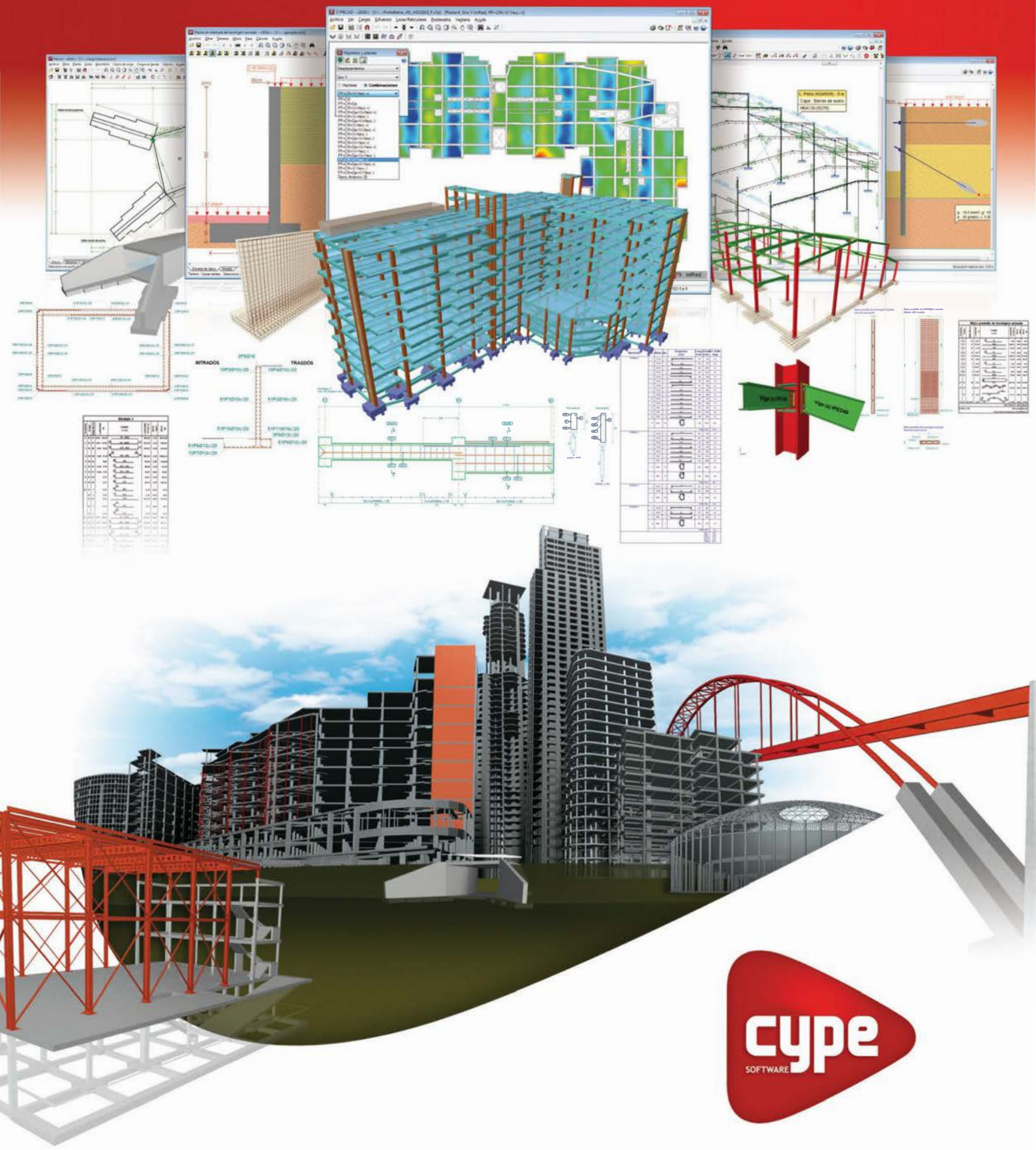
TARIFAS DE PUBLICIDAD 2015 (IVA no incluido)	
Interior de portada color	1.000 €
Interior de portada desplegable a color	1.750 €
Exterior de la contraportada color	1.050 €
Interior de contraportada color	950 €
Página color	900 €
Media página color	550 €
Página en blanco y negro	600 €
Media página en blanco y negro	400€

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES
editorhya@e-ache.com



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción



CYPE Ingenieros, S.A. · Avda. Eusebio Sempere, 5 · 03003 ALICANTE · SPAIN
Tel. (+34) 965 922 550 · Fax (+34) 965 124 950 · cype@cype.com

www.cype.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ETABS® + SAFE® + CSI REVIT LINK

MODELADO, CÁLCULO, DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE ESTRUCTURAS INTEGRADOS EN UNA PLATAFORMA BIM

FIABILIDAD Y ROBUSTEZ DEL MISMO MOTOR DE CÁLCULO UTILIZADO EN SAP2000, DESARROLLADO Y AMPLIADO A LO LARGO DE MÁS DE 40 AÑOS

- Análisis no lineal geométrico y de material
- Elementos sólidos, barra, pretensados, catenaria y elementos shell no lineales
- Elementos específicos para modelizar comportamientos de contacto, rigidez multilineal, fricción, comportamiento histerético y aisladores de base
- Excelencia en análisis dinámicos, proceso constructivo, pretensado y secuencia de análisis
- Solvers de 32 y 64 bits con algoritmos de factorización de matrices rápidos y eficientes para modelos de grandes dimensiones

DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE ESTRUCTURAS

- Dimensionamiento a través de las normativas Europeas, Americanas, Canadienses, Turcas, Indias, Chinas, y otras
- Dimensionamiento de estructuras metálicas, de hormigón, mixtas y pretensadas
- Dimensionamiento de cimentaciones, vigas de cimentación, pilotes, encepados, zapatas irregulares de núcleos, pilares, pilares mixtos, vigas, vigas mixtas, núcleos, losas incluyendo comprobaciones de punzonamiento
- Visualización del ancho de fisuras de acuerdo a Eurocódigo 2
- Dimensionamiento con los Eurocódigos 2, 3, 4 y 8, incluyendo las comprobaciones de capacidad resistente del nudo viga-pilar
- Detalle de vigas, pilares, losas, núcleos y zapatas de hormigón armado
- Gráficos de respuesta global de la estructura como desplazamientos relativos entre pisos, centros de rigidez y de masa, acciones laterales automáticas de sismo y viento, fuerzas de cortante por piso, y otros

MODELAR, CALCULAR, DIMENSIONAR, DETALLAR, IMPORTAR Y EXPORTAR ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS CON RAPIDEZ

- Programa de elementos finitos con el motor de cálculo del SAP2000, enfocado para edificios, pero con gran flexibilidad para modelizar cualquiera estructura
- Contacto directo y continuo con los conceptos numéricos más complejos asociados al proceso de modelado
- Definición geométrica en AutoCAD, IFC o Revit, para construcción del modelo estructural, a través de sencillas operaciones
- Macro objetos estructurales como núcleos, losas, muros, pilares, vigas, vigas mixtas, huecos u otros elementos, especialmente preparados para el diseño rápido de edificios
- Generación automática de mallado para toda la estructura
- Losas postensadas, ancho de fisuras y estados límites de servicio
- Efectos de retracción, fluencia y envejecimiento
- Modelado de cimentaciones y contacto no lineal con el suelo
- Gran versatilidad en obtener esfuerzos en núcleos/muros de hormigón y realizar el respectivo dimensionamiento
- Reportes de cálculo e imágenes dinámicos

INTEROPERABILIDAD CON OTROS PROGRAMAS Y FORMATOS. ALGUNOS EJEMPLOS

- Edición interactiva del modelo a través del Excel y archivos de texto
- Exportación e importación de archivos AutoCAD
- Exportación e importación incremental de modelos Revit a través del plugin CSi Revit Link
- Exportación e importación de archivos IFC

OTRAS HERRAMIENTAS AVANZADAS

- Acceso a través del API para creación de pre y pos-procesadores

Cofinanciado por:
CENTRO 2020 · PORTUGAL 2020 · UNIÃO EUROPEIA Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional

CSI SPAIN • +34 669 725 257 • +351 211 957 023
general@csiespana.com • ventas@csiespana.com
www.csiespana.com
CSi COMPUTERS & STRUCTURES, INC SPAIN

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025