ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Mayo-Agosto 2015 | volumen 66 - número 276

ELSEVIER

Downloaded from www.e-ache.com el 10/12/2025

Edificio Orona Zero | Hernani (Guipúzcoa)

Foto de portada cortesía de Agustín Sagasti:
Edificio Orona Zero | Hernani (Guipúzcoa)

HORMIGÓN y ACERO

Mayo - Agosto 2015 | volumen 66 – número 276

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 10/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

www.elsevierciencia.com/hya

www.e-ache.com

mayo-agosto 2015 | volumen 66 - número 276
may-august 2015 | volume 66 - number 276

SUMARIO | CONTENTS

Originales

Edificio Orona Zero
Orona Zero building
Ginés Ladrón de Guevara Méndez, David Rodríguez Muñoz 87

Puente arco intermedio de las Llamas en Santander
Las Llamas intermediate arch bridge in Santander
Miguel Sacristán Montesinos, Guillermo Capellán Miguel 103

Puentes de la nueva ampliación de la autopista 407E en Toronto (Ontario)
Bridges of the new highway 407E in Toronto (Ontario)
Antonio J. Madrid Ramos, Amaya Hernando Martín, Carmen Lozano Bruna, Miguel Ángel Higuera Antón, David Nogueira Abal 119

Viaducto de vía estrecha sobre la A-8, Navia. Alternativa al cajón hincado. Tipologías estructurales derivadas
Narrow gauge viaduct over the A-8, Navia. Alternative to a driven caisson. Structural typologies derived
Jorge Aparicio García 137

Nuevo método de lanzamiento y sistema de empuje de puentes metálicos. Bases conceptuales
A new steel bridge launching system and method. Fundamentals
Antonio Navarro-Manso, Mar Alonso-Martínez, Juan José del Coz Díaz, Daniel Castro-Fresno, Felipe Álvarez-Rabanal 151

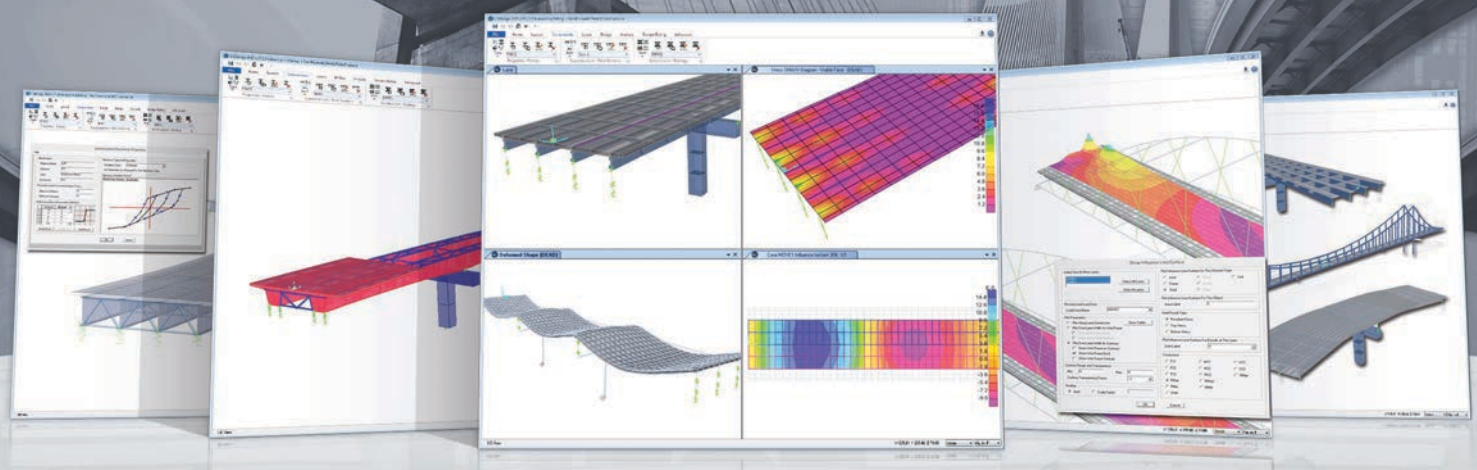
Eurocódigos Estructurales:
Ejemplo 5: Cortante en muro de frente de estribo sin armadura I

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 10/12/2025

CSiBRIDGE®

UNO DE LOS PROGRAMAS MÁS VERSÁTILES Y PRODUCTIVOS DISPONIBLES EN EL MERCADO PARA MODELADO, CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES



VERSATILIDAD EN EL MODELADO, CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE TODOS LOS TIPOS DE PUENTES

- Programa de elementos finitos con el motor de cálculo del SAP2000, enfocado en puentes, pero con gran flexibilidad para modelizar cualquiera estructura
- Tiene disponible todas las opciones generalmente utilizadas en SAP2000, además de los menús dedicados a los puentes
- Modelos de análisis con recurso a todos los elementos de SAP2000, proporcionando al ingeniero transparencia y robustez
- Posibilidad de editar de forma totalmente genérica los modelos generados paramétricamente y de acrecentar cualquier elemento finito u otros elementos adicionales
- Contacto directo con los conceptos numéricos más complejos asociados al modelado
- Un único modelo para todos los análisis y elementos estructurales (subestructura, superestructura, aparatos de apoyo y cimentaciones)
- Generación de modelos de barras, shell o sólidos a partir de las mismas definiciones paramétricas
- Adaptación automática de los trazados de postensado a los layouts de las almas del tablero
- Generación automática de mallas para toda la superestructura
- Plantillas para puentes de voladizos sucesivos y puentes colgantes
- Gran versatilidad en la caracterización de los esfuerzos globales en puentes modelados con elementos shell y sólidos, y en el proceso de dimensionamiento de la superestructura
- Introducción de cargas paramétricas independientes de los elementos finitos
- Biblioteca de vehículos basada en varias normativas internacionales para generación de cargas móviles
- Cálculo de superficies de influencia en carriles para obtener las respuestas más desfavorables
- Cálculo automático de la fuerza centrífuga y fuerza de frenado/aceleración
- Variaciones paramétricas de acciones y geometría de la sección transversal del tablero a lo largo de los vanos
- Bridge Wizard para consulta y edición rápida de todas las propiedades paramétricas del puente

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
- Materiales con comportamientos reológicos, como la fluencia, retracción, envejecimiento y relajación
- Elementos sólidos, barra, pretensados, catenaria y elementos shell no lineales
- Elementos específicos para modelizar comportamientos de contacto, rigidez multi-linear, 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

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 archivos IFC
- Importación y cálculo de modelos elaborados en SAP2000
- Exportación de reportes de cálculo para Word

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA

- Dimensionamiento de la superestructura a través de las normativas Americanas, Europeas, Canadienses, Rusas, Indias, y otras
- Generación de combinaciones automáticas basadas en las normativas utilizadas para dimensionamiento

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

CENTRO 2020 · PORTUGAL 2020 · UNIÃO EUROPEIA Fundos Europeus Estruturais e de Investimento

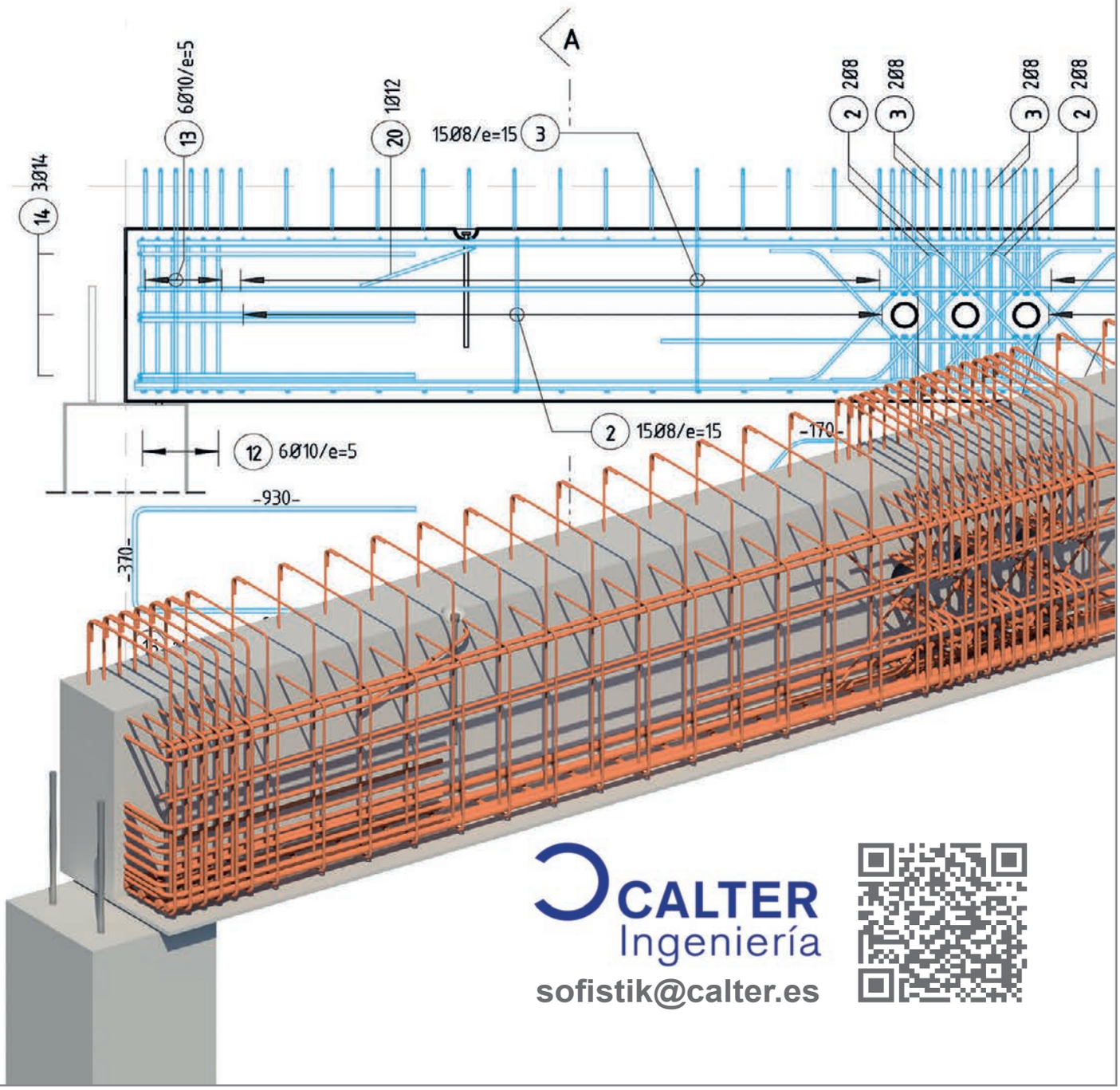
CSI SPAIN • +34 669 725 257 • +351 211 957 023
general@csiespana.com • ventas@csiespana.com
www.csiespana.com
CSi COMPUTERS & STRUCTURES, INC SPAIN

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

SOFiSTiK

SOFiSTiK | Reinforcement Detailing

Del modelo Autodesk® Revit® de armado 3D
a los planos de armado en 2D.



CALTER Ingeniería

sofistik@calter.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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)

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

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

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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
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 10/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

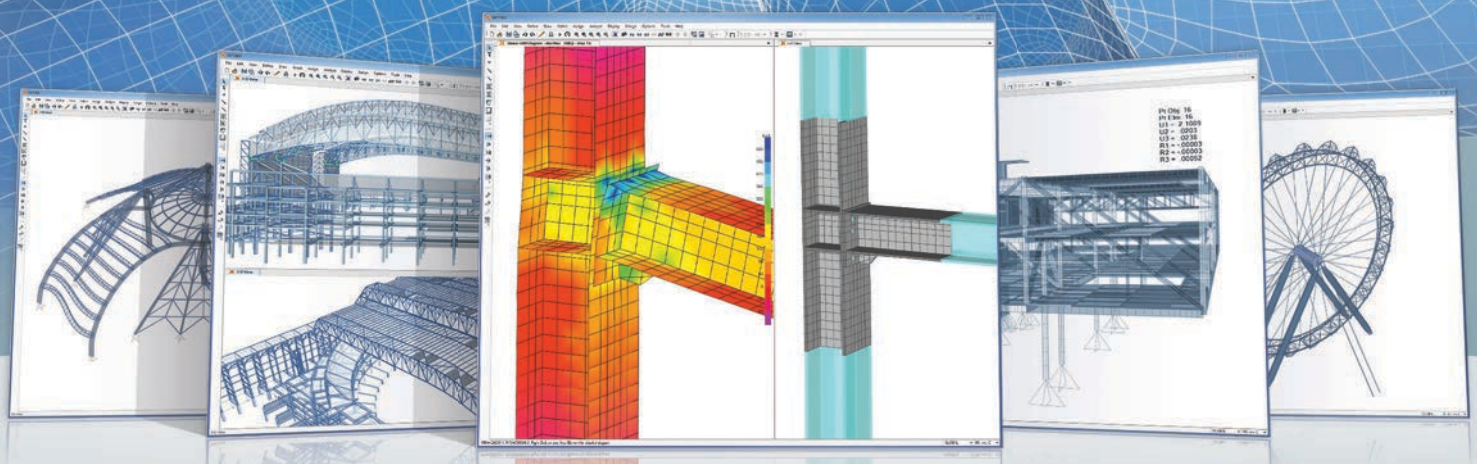
Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha 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
- 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 10/12/2025

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

CENTRO 2020 · PORTUGAL 2020 · UNIÃO EUROPEIA Fundos Europeus Estruturais e de Investimento

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 10/12/2025

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE VARIOS PUENTES EN LA AMPLIACIÓN DE LA AUTOPISTA 407 EN TORONTO, CANADÁ

PROES es una consultora de ingeniería y arquitectura, multidisciplinar e internacional, que está integrada en Engineering Consulting Group y cuyas especialidades son las infraestructuras terrestres y marítimas, desde su diseño hasta la finalización de su vida útil.

Proes
an ECG Company

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276):87–101
www.e-ache.com

Original

Edificio Orona Zero

Orona Zero building

Ginés Ladrón de Guevara Méndez [a] y David Rodríguez Muñoz [b,*]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Director de Proyectos, MC2 Estudio de Ingeniería, S. L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, MC2 Estudio de Ingeniería, S. L., Madrid, España*

Recibido el 2 de marzo de 2015; aceptado el 19 de mayo de 2015
Disponible en Internet el 9 de octubre de 2015

Resumen

El edificio de que es objeto el presente artículo es un ejemplo de cómo una temprana colaboración entre los equipos de Arquitectura y Estructuras permite la aplicación de pautas de diseño que aprovechan la potencialidad de la forma arquitectónica para lograr estructuras de máxima eficacia y mínima afección a la funcionalidad.

Entre esas pautas de diseño se encuentra el concepto de «megaestructura», por el cual se utiliza la forma global del edificio para generar una estructura de gran escala. De esta manera, el elemento icónico del proyecto (un gran voladizo de eje curvo) es resuelto mediante la optimización del comportamiento de fachadas y forjados, evitando la introducción de elementos adicionales (pantallas, mástiles, tirantes, etc.) que afecten al aspecto exterior del edificio o resulten invasivos para el espacio interior.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Megaestructura; Celosías; Modelo geométrico; Diafragma; Desapeo

Abstract

The building described hereunder is an example of the importance of early stage cooperation between the architectural and structural engineering teams in establishing design guidelines that capitalise on the full potential of architectural forms to maximise structural effectiveness and minimise the impact on functionality. One such guideline is the ?megastructure? concept, whereby the overall shape of a building is used to generate a large-scale structural member. The solution for the iconic element of the design at issue (a huge curved cantilever) was to optimise façade and structural slab performance by eschewing additional elements (such as diaphragm walls, masts or tie beams) that would affect the aesthetics of the building exteriors or constitute an invasion of the indoor space.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Megastructure; Trusses; Geometric modelling; Diaphragm; Prop removal

1. Introducción

El edificio Orona Zero es el elemento principal del nuevo complejo Orona Ideo Innovation City desarrollado por esta conocida empresa, dedicada al diseño, construcción y montaje de ascensores, con el fin de alojar su sede corporativa, instalaciones dedicadas al I + D + I, así como una facultad de la Universidad de Mondragón, perteneciente al mismo grupo empresarial. La actuación se sitúa en el polígono de Galarreta, perteneciente a la localidad de Hernani (Guipúzcoa), y supone la creación de un fuerte polo de atracción tanto desde el punto de vista de la inversión realizada como desde el impacto urbanístico que genera una actuación de este calibre en el entorno periurbano en que se ubica (fig. 1).

El edificio busca convertirse en la imagen icónica de una nueva proyección de la marca, especialmente volcada en la

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: david.rodriguez@mc2.es (D. Rodríguez Muñoz).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.05.001
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 10/12/2025

Figura 1. Entorno de la actuación, característico del paisaje del norte de España, a caballo entre lo natural y lo urbanizado.

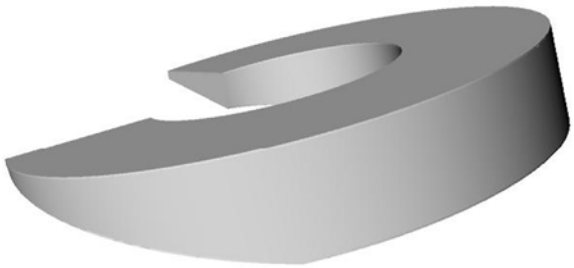


Figura 2. Volumen básico del edificio.

sostenibilidad, por lo que, a sus indudables valores estéticos y funcionales, el diseño suma aspectos referentes a la minimización del consumo de energía exterior, así como varias certificaciones de construcción sostenible (LEED® y BREEAM®) [1,2].

2. Proyecto arquitectónico

Inspirada en el logo corporativo de la empresa, la geometría del edificio parte de la figura espacial compuesta por un cilindro hueco de diámetro exterior de 90 m, diámetro interior de 45 m y altura de 16 m. El citado cilindro, dispuesto inicialmente con su eje en posición vertical, experimenta un giro espacial de eje horizontal de 15° respecto al eje vertical. Adicionalmente, el cilindro queda seccionado inferiormente por la superficie de acabado de la urbanización exterior. De este modo, se genera un volumen dispuesto en voladizo (26 m medidos en perpendicular al eje de apoyo; 30 m de luz real en voladizo; 102 m de longitud de arco de fachada exterior entre apoyos) respecto a la superficie del terreno (fig. 2).

El edificio alberga cuatro plantas de oficinas, con un intereje de 4 m, a las que se suman una planta de acceso o de plaza en dos niveles diferentes y una planta de sótano en la que se aloja el aparcamiento. Dado que las plantas de oficina cortan el cilindro por planos no perpendiculares a su eje, la forma resultante es una elipse, hecho que influirá en numerosos aspectos del proyecto. Las plantas no recorren la superficie completa de la elipse, al encontrarse limitadas por los forjados de cubierta o de fondo, o por la superficie de urbanización, por lo que el ángulo barrido en cada una de ellas es diferente.

La organización del edificio aprovecha la forma cuasi circular para desarrollarse en coordenadas polares, con un sistema de ejes radiales y circunferenciales en el que se insertan dos cilindros de eje vertical que dividen la planta en tres coronas funcionales: estancia (corona exterior), comunicación vertical (corona central) y comunicación horizontal (corona interior). Dichas coronas tienen dimensiones diferentes en función de la planta, ya que se conforman a partir de la intersección del cilindro inclinado general con los cilindros verticales, antes mencionados (fig. 3).

La orientación del eje de simetría del edificio es noroeste-sureste, algo que permite un óptimo aprovechamiento de la luz solar: las estancias exteriores se iluminan a través del muro cortina exterior de manera natural sin luz directa incidente, tan incómoda para el trabajo con pantallas digitales, en tanto que las zonas de comunicación interiores reciben radiación directa, aspecto favorable para su función como lugares de descanso y esparcimiento. La fachada acristalada interior conduce la mirada hacia el patio o plaza interior, que articula el conjunto y sirve como antesala del edificio.

Como contrapunto a un sistema tan marcadamente polar, la cubierta inclinada presenta un diseño con base en líneas horizontales perpendiculares a la línea de máxima pendiente que definen las series de placas fotovoltaicas que proporcionan energía eléctrica al edificio. De manera paralela a estas líneas se abren cinco terrazas cuadradas que proveen al usuario de una salida al

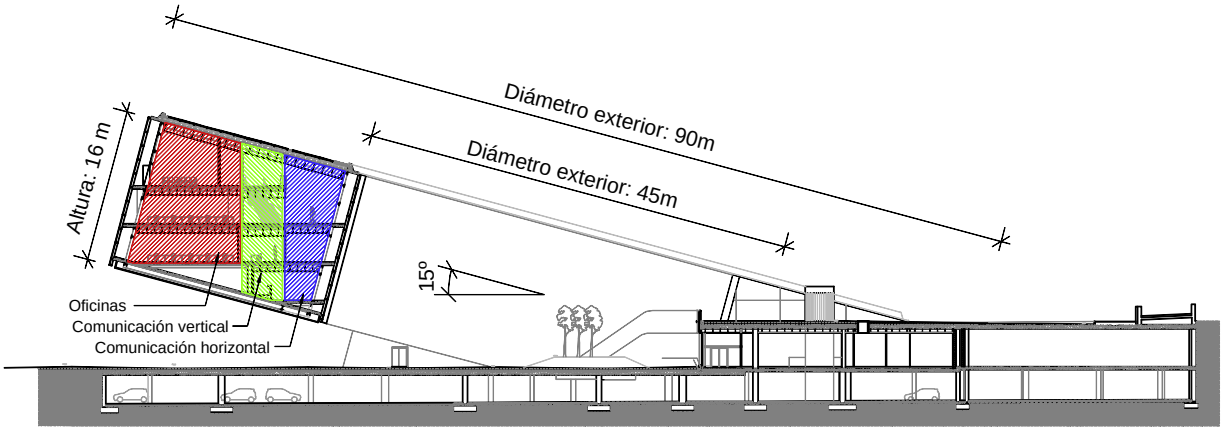


Figura 3. Sección longitudinal por el eje de simetría del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 4. Vista superior de la cubierta.

exterior, aspecto siempre valorable en edificios forrados con un muro cortina no practicable (fig. 4).

El diseño y construcción del edificio se enmarca dentro de la corriente de edificios de «energía casi nula», que buscan la minimización del consumo de energía exterior a través de sistemas de ahorro de energía, autoproducción y transferencia entre los diferentes sistemas que operan en el edificio [3].

3. Proyecto estructural

3.1. Conceptos generales. Antecedentes en la aproximación al diseño

La búsqueda de una «megaestructura» en el diseño primigenio como recurso ingenieril para obtener una máxima eficacia en el aprovechamiento de la forma arquitectónica es una de las herramientas que, dentro de un concepto más amplio, denominado «tensibilidad», conforman uno de los hilos argumentales en el proyecto de estructuras de MC2 en los últimos años [4].

Podemos definir el concepto de «tensibilidad» en dos vías diferentes [5].

- «Capacidad de utilizar en la forma más activa posible las dimensiones máximas, envolventes, de la totalidad del edificio, para disponer en ese espacio un sistema estructural capaz de resolver los problemas resistentes y constructivos, sin alterar el espíritu de la forma arquitectónica propuesta».
- «Capacidad intrínseca que posee una disposición o tipología estructural para canalizar, de la manera más directa y activa posible, los esfuerzos provocados por las acciones actuantes sobre la misma, hacia sus puntos de apoyo o descarga».

Se trata, pues, de hallar esos mecanismos resistentes que ofrecen los elementos que el arquitecto ha dispuesto para generar los espacios o la imagen que definen el edificio y maximizar su eficacia, tal y como se llevó a cabo con la doble fachada curva del Pabellón de España de la Expo de Shanghái [6], los «bambúes» de la torre Diagonal ZeroZero de Barcelona [7] o los sistemas de maclas de pantallas de los Teatros del Canal en Madrid [8].

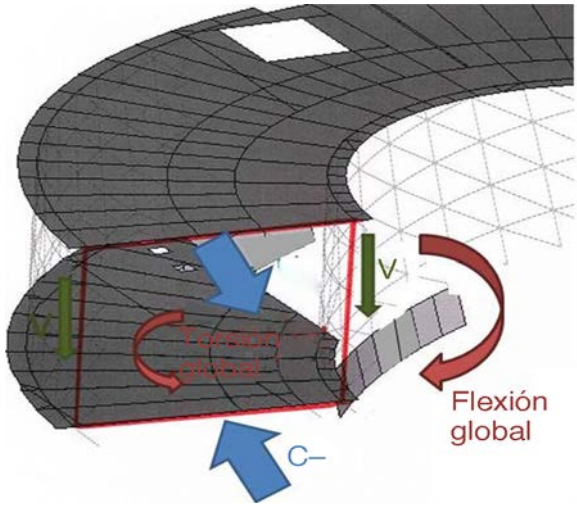


Figura 5. Funcionamiento global de la «megaestructura».

3.2. Descripción general de la estructura

La idea que rige la concepción original de la estructura es la de considerar que el sistema resistente global de dicha estructura resulte esencialmente constituido por el conjunto combinado de las dos losas inclinadas superior e inferior, y de las dos celosías exterior e interior. Esta gran pieza en cajón cilíndrico sería capaz de resistir, mediante mecanismos dominantes de torsión no uniforme, las cargas generadas en la zona dispuesta en voladizo, y transmitirlas a las zonas de apoyo previstas en el contacto con la estructura convencional inferior. De esta manera, las solicitaciones generadas por la singularidad del vuelo (unos 30 m desde el apoyo más cercano hasta la punta del voladizo) provocarían esfuerzos globales de flexión, cortante y torsión en la «megaestructura», que se traducirían fundamentalmente en esfuerzos axiles de tracción en la losa inclinada superior y de compresión en la losa inferior, independientemente de los rasantes acompañantes en ambos planos. Por otra parte, las celosías transferirían, según este esquema conceptual, el cortante básico global a los apoyos mediante un mecanismo de tracciones y compresiones en los montantes, diagonales y cordones horizontales [9] (fig. 5).

Sobre este esquema conceptual, la torsión global, motivada por la forma circular de la pieza, se introduciría en el sistema mediante tensiones tangenciales en la gran sección rectangular constituida por los cuatro subsistemas anteriormente mencionados (dos planos inclinados y dos planos curvos de celosía). Ahora bien, dicha sección no considera, por su incompatibilidad con la funcionalidad del edificio, la disposición de diafragmas transversales, de tipo mamparo o cruz de San Andrés, con rigidez suficiente para mantener la sección indeformable en su plano y que, por tanto, permitieran la consideración de torsión pura o de Saint-Venant. De este modo, el sistema estructural incorporaría una deformabilidad adicional y unos esfuerzos de compatibilidad en las diferentes piezas correspondientes a una torsión no uniforme, asociada fundamentalmente a la distorsión de los marcos ideales formados por los montantes de las celosías y las vigas de los forjados inclinados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

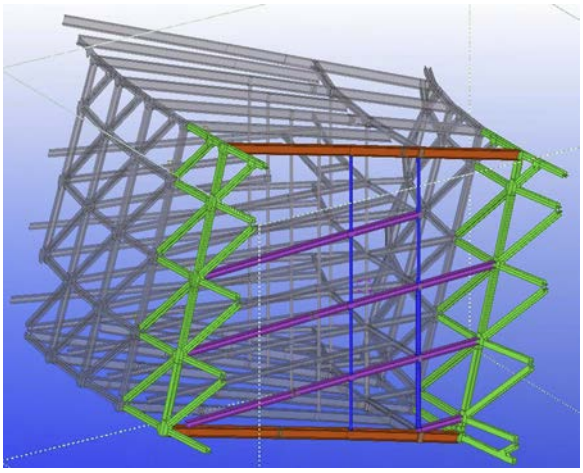


Figura 6. Sección a lo largo de un plano radial del modelo 3D de la estructura metálica. La sección cajón formada por las celosías de fachada (en verde en el dibujo) y los forjados de fondo y cubierta (vigas en naranja) se encuentra rigidizada por los diafragmas formados por las vigas de planta (violeta) y los soportes tubulares interiores (azul).

Dentro del sistema general se insertarían los elementos secundarios (vigas y forjados de planta; soportes interiores) que, aparte de materializar las plantas de uso arquitectónico, tendrían una indudable función dentro del comportamiento global de la estructura al trabajar, en función de su rigidez y del diseño de sus uniones, como diafragmas intermedios, oponiéndose de manera limitada a la deformabilidad del gran cajón de la «megaestructura» (fig. 6).

En los puntos siguientes se describen los elementos fundamentales que intervienen en la estructura.

3.3. Celosías principales

Las celosías son los principales elementos portantes del edificio. Su modulación es tal que genera paños aproximadamente cuadrados (4 m entre montantes; 4 m entre plantas), lo que originariamente se planteó a partir de un módulo constante en planta 2 y que finalmente se tradujo en un haz de planos verticales separados angularmente 5°. Dado que el diámetro del cilindro que contiene la celosía exterior del edificio es aproximadamente el doble que el que contiene la celosía interior, la modulación de la interior considera tan solo uno de cada dos ejes, de manera que el tamaño del paño permanece en el entorno de los 4 m. Ambas celosías cubren un ángulo total de 290°, de manera simétrica respecto del eje 00 (fig. 7).

Aunque siguen una superficie curva, las celosías se encuentran formadas por piezas rectas que unen los puntos de nudo insertos en las superficies curvas teóricas. La magnitud de la flecha máxima (desviación de la cuerda respecto del arco) es de unos 50 mm.

Durante la fase de estudio de soluciones se contemplaron varias alternativas de celosía (Howe con una sola familia de diagonales; dos familias de diagonales, con o sin montantes verticales; prescindir de diagonales en una celosía Vierendeel, etc.). Finalmente se optó por una celosía Howe con una única fila de diagonales cuya dirección se mantiene a ambos lados del eje de simetría de cara a generar una imagen más dinámica a costa de perder algo de rigidez y de incurrir en una asimetría de comportamiento a ambos lados de la celosía.

Como adaptación final de la solución se optó por prolongar la dirección aproximada de las diagonales hasta encontrar los forjados inclinados de fondo y cubierta sin necesidad de buscar los nudos teóricos en estos planos. De esta manera se evita forzar cambios de inclinación de las diagonales y se mejora el aspecto final de la estructura asumiendo con ello una pequeña merma de la efectividad de la celosía en estas zonas (fig. 8).

Las barras de celosía están compuestas casi en su totalidad por secciones de aproximadamente 300 × 300 mm: HEA300, HEB300, HEM300 y perfiles armados con chapas de dimensión

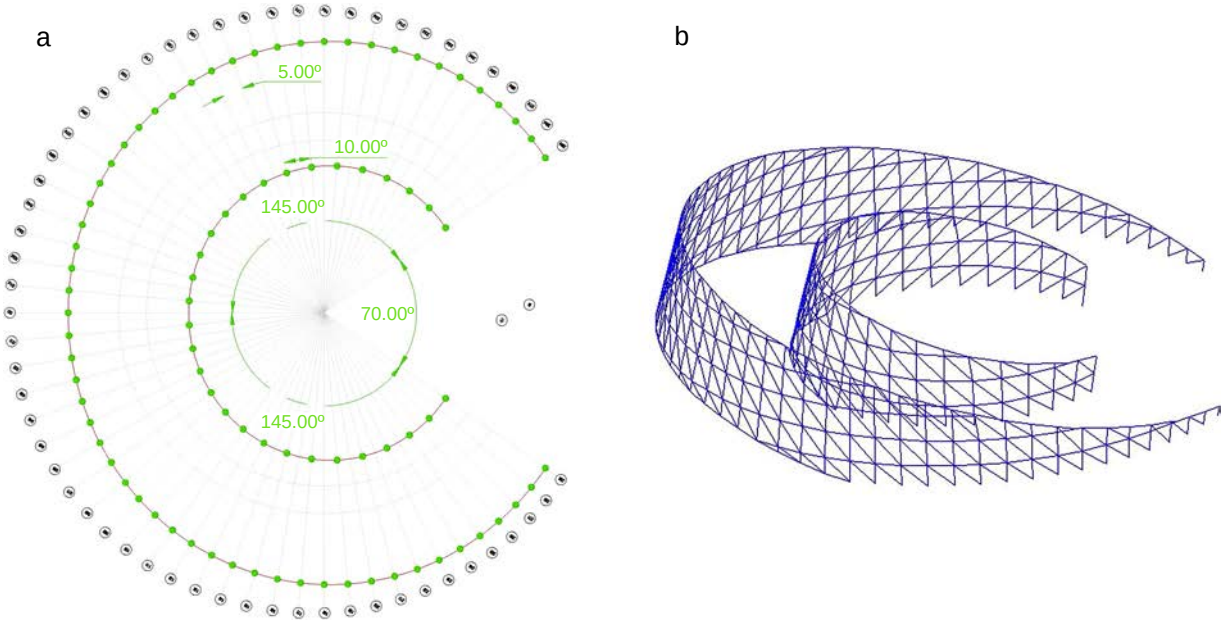


Figura 7. Geometría básica de las celosías de fachada. Desarrollo en planta (a) y perspectiva de la modelización (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

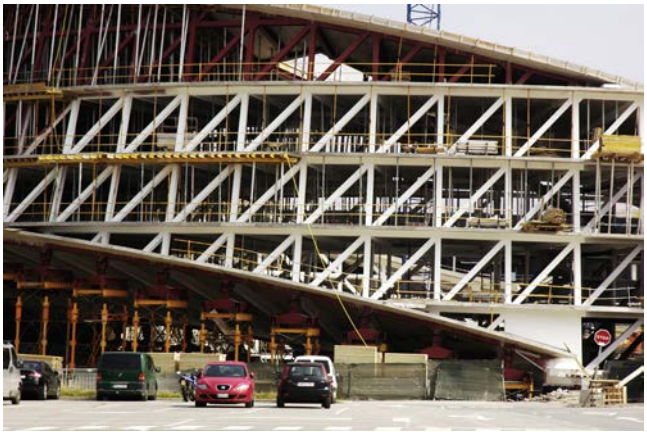


Figura 8. Vista lateral de la celosía exterior durante la ejecución del forjado de cubierta. Obsérvese cómo las diagonales mantienen su directriz recta en los encuentros con los forjados de fondo y cubierta.

creciente hasta alcanzar una sección máxima de 1.000 cm^2, utilizando para ello aceros S355 y S460.

3.4. Soportes interiores

En ambas caras del cilindro vertical central se alojan sendas alineaciones circulares de soportes, cuya función es reducir la luz de las vigas radiales de las plantas. Están compuestos por secciones tubulares de entre 140 y 355 mm y espesores que oscilan entre los 5 y 20 mm, todos ellos fabricados en acero S355.

Su dimensionamiento presenta una gran dispersión debido a la variabilidad de condiciones de carga y de contorno que pueden encontrarse. Así, las secciones más potentes pueden hallarse en las primeras crujías tras el entronque del voladizo con el basamento del edificio (donde se produce una cierta descarga de la celosía Vierendeel que se forma en dirección circunferencial; ver punto 4), en tanto que las más livianas se sitúan en el centro del voladizo, donde funcionan parcialmente a compresión y a tracción, en función de las diferencias de rigidez de las vigas situadas en fondo y en cubierta (fig. 9).

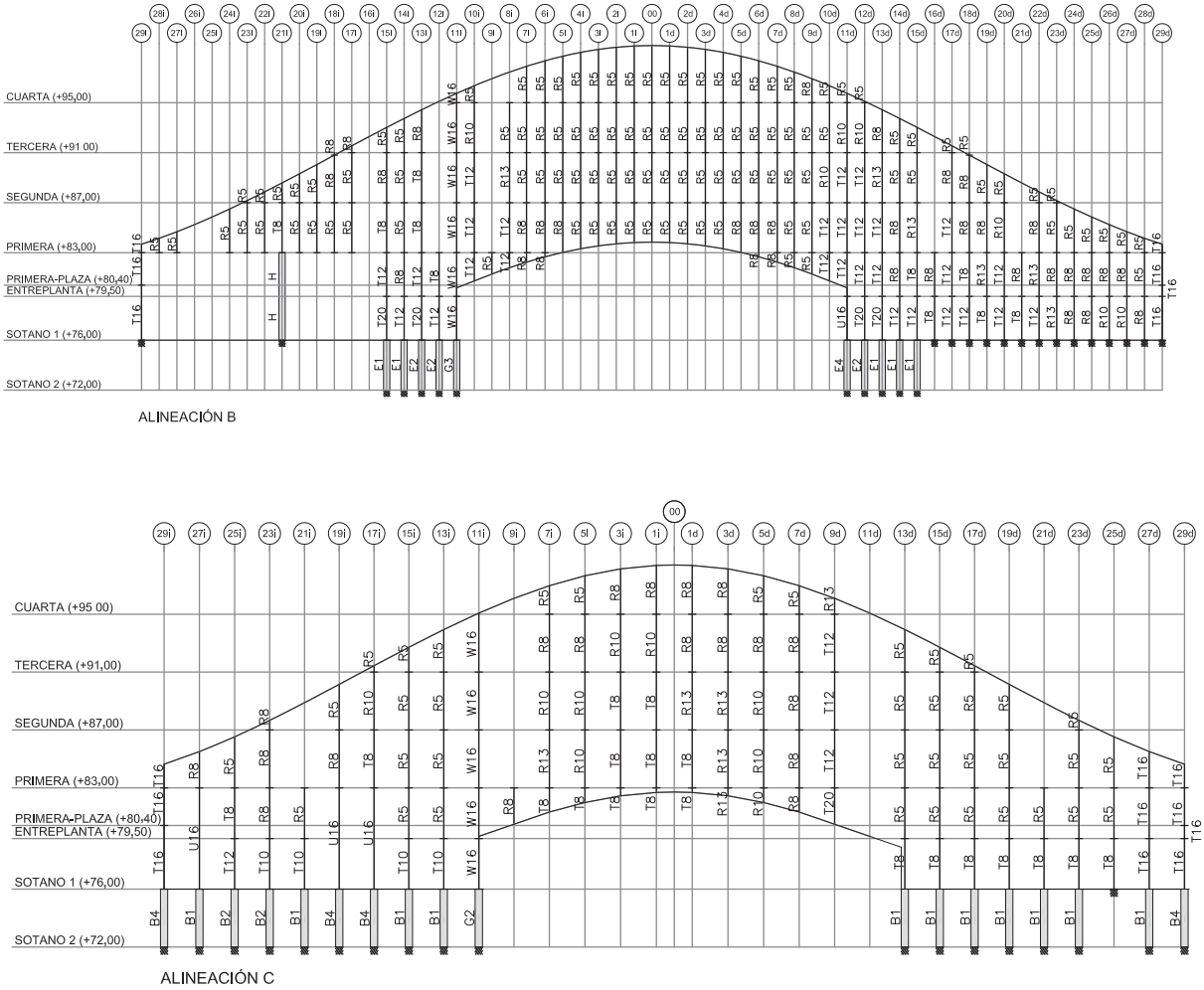


Figura 9. Alzados exterior (alineación B) e interior (alineación C) de soportes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

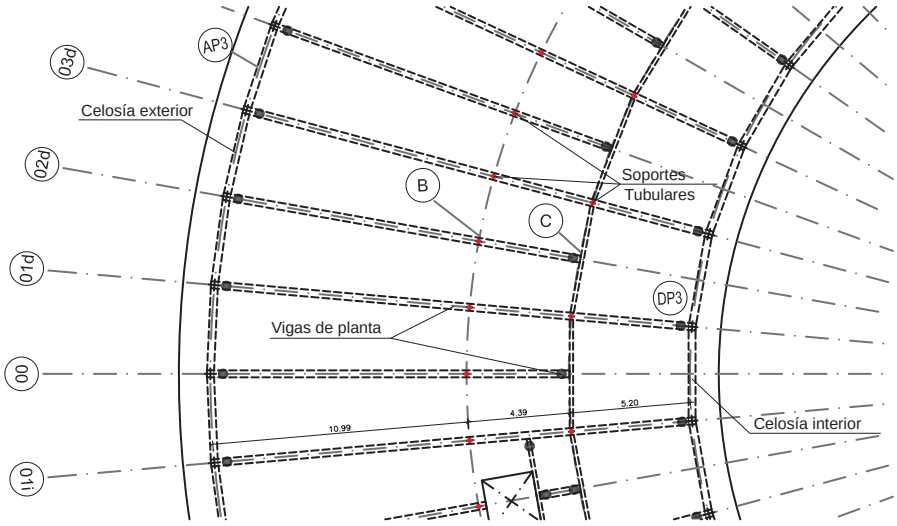


Figura 10. Estructura secundaria interior. Una de cada dos vigas radiales se interrumpe en el eje C y su extremo es recogido por una viga circunferencial.

3.5. Forjados horizontales

Para los forjados se ha optado por una solución mixta de perfiles de la serie HEB, típicamente entre 240 y 300 mm de canto (acero S275), más una losa de hormigón ejecutada sobre encofrado, con un espesor tipo de 15 cm. Las dimensiones de las vigas o el espesor de la losa se incrementan localmente para resolver apeos puntuales o zonas con una mayor solicitación de esfuerzos de rasante.

La disposición de las vigas mixtas que componen los forjados es igualmente radial, de manera que las vigas coinciden con los nudos de celosía. El eje circular interior actúa como viga cargadero continua para el apeo de una de cada dos vigas radiales, consiguiendo con ello la transición entre la modulación angular de la celosía exterior y la correspondiente de la celosía interior (fig. 10).

Para la ejecución de las losas de hormigón se descartó la utilización de chapa plegada, ya que el intereje habitual entre vigas radiales alcanza los 4 m, lo que conduciría a la utilización de chapas de gran canto o a la introducción de viguetas intermedias. Adicionalmente, hubiera sido necesario que el corte de la chapa tuviera que realizarse según sectores seudocirculares de dimensiones variables según la zona, generando dificultades adicionales que desaconsejaban claramente esta opción.

3.6. Forjados inclinados de fondo y cubierta

Estos forjados tienen una triple misión: en primer lugar, materializan el cierre superior e inferior del edificio; en segundo lugar, deben tener la capacidad portante suficiente como para recoger los soportes interiores en la zona volada (que no pueden alcanzar la cimentación); y finalmente, funcionan, según la concepción inicial de la «megaestructura», como las alas superior e inferior del gran cajón que recoge el voladizo de la estructura.

Las dos primeras condiciones (cierre del edificio y apeo de los soportes interiores) requieren de una estructura potente en dirección radial, capaz de trasladar las solicitaciones a las celosías laterales. La tercera de las condiciones requiere, por el contrario, una estructura capaz de trabajar con eficacia asumiendo axiles y rasantes de dirección circunferencial. Por ello, se planteó, al igual que en las plantas horizontales, un forjado mixto, en el que se duplica el canto de las vigas hasta los 500-600 mm, utilizando para ello perfiles laminados y secciones armadas con chapas, y se incrementa el espesor de la losa de hormigón hasta los 20 cm (fig. 11).

3.7. Estructuras situadas bajo rasante

Los elementos descritos en los puntos anteriores componen fundamentalmente una estructura aérea que se levanta sobre un zócalo de hormigón formado por una planta de sótano y otra de plaza de acceso al edificio. En este zócalo se insertan los elementos necesarios para que la «megaestructura» pueda transmitir sus solicitaciones al terreno (fig. 12):

- *Pantallas de apoyo de las celosías.* Son elementos laminares de unos 20 m de desarrollo y 60 cm de espesor que se sitúan bajo la inserción de las celosías en el zócalo y cuya función

Figura 11. Ejecución del forjado de cubierta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

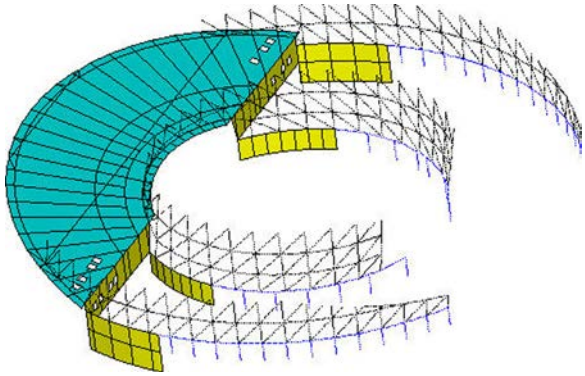


Figura 12. Modelización de las estructuras situadas bajo rasante. Obsérvense las pantallas de apoyo de las celosías y la viga pared en amarillo, así como los soportes y viga riostra en azul.

es recoger el grueso de los esfuerzos de empotramiento del voladizo.

- *Soportes y viga riostra de apoyo de las celosías.* Componen un pórtico de hormigón que se sitúa a continuación de las pantallas de apoyo, recogiendo los esfuerzos que, de manera mucho menos intensa, se generan por el anclaje de las celosías en la zona dorsal. Típicamente la viga tiene unas dimensiones de 1,00 m (h) × 0,60 m (b), en tanto que los soportes son circulares de 0,45 m de diámetro.
- *Viga pared.* Elemento laminar de 40 cm de espesor que supone el remate de la losa de fondo (que no alcanza por sí sola la cimentación como sería ortodoxo desde el punto de vista de funcionamiento de la «megaestructura» por razones de funcionalidad) y cuya reacción vertical es transmitida, mediante mecanismos de trabajo en laja, a las pantallas de apoyo laterales.

4. Diseño y cálculo

4.1. Modelos numéricos del edificio. Conceptual y detallado

El análisis del edificio ha sido acometido en dos etapas. En primer lugar, se ha confeccionado un modelo de cálculo conceptual en el que se ha obviado la práctica totalidad de las singularidades locales (huecos de instalaciones, ascensores, terrazas, etc.) con la finalidad de calibrar la aportación al funcionamiento global de los principales elementos que se han descrito en el punto anterior. Esta primera aproximación al comportamiento del edificio permitiría, pues, tomar decisiones e influir en un diseño arquitectónico aún incipiente de cara a optimizar la eficacia estructural, a incrementar su «tensibilidad» (fig. 13).

Las principales conclusiones que se extrajeron del modelo conceptual fueron las siguientes:

- El principal mecanismo resistente de la estructura son las celosías exterior e interior que, por su elevado canto, no solo son capaces de transmitir el cortante de la megaestructura, sino que también asumen gran parte de la flexión.
- No se llega a producir un desarrollo de la flexión global tan marcado como cabría esperar como par de tracciones-compresiones en los forjados inclinados, debido sobre todo a que la relación canto-luz es muy alta, por lo que podríamos considerar que la mayor parte del voladizo supondría una región «D». De igual manera, la falta de una consistente coacción axial de estos forjados en su unión con el zócalo limita su efectividad como platabandas del cajón.
- Aun así, la colaboración de estos forjados es significativa, según dos mecanismos de trabajo distintos:
  - Como cabezas de tracción y compresión, lo que es apreciable cuando se coaccionan longitudinalmente sus extremos o se varía su módulo de deformación transversal.
  - Como cordones de unas celosías Vierendeel de funcionamiento circunferencial que se forman por flexión de los anillos de soporte y de las propias losas.
- Un mecanismo similar de celosía Vierendeel se produce en los planos radiales, al generarse diafragmas flexibles formados por las vigas mixtas de planta y los soportes. Estos elementos intentan oponerse a la distorsión de la sección del cajón, asumiendo esfuerzos axiales y flexionales e induciendo a las propias piezas del cajón flexiones importantes (fig. 14).

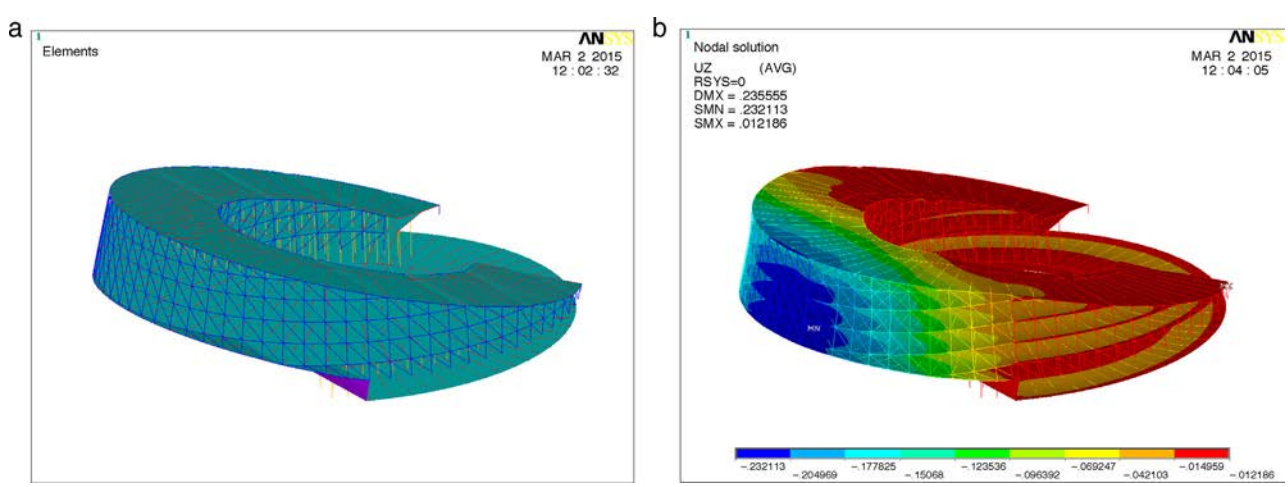


Figura 13. Modelo conceptual. Geometría del modelo (a) y flechas bajo carga permanente (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

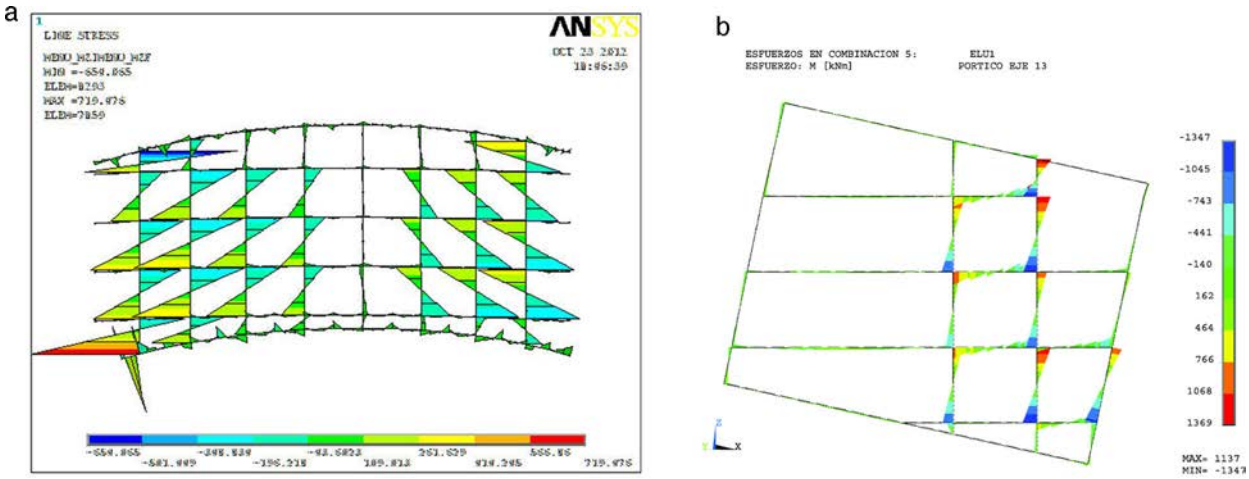


Figura 14. Momentos flectores derivados del trabajo como celosía Vierendeel en el plano circunferencial de soportes (a) y en un plano radial (b).

La confección de un modelo detallado que incluyera la geometría precisa y la realidad del proceso iterativo de ajuste del dimensionamiento de las piezas sacó a la luz algunos aspectos que habían quedado ocultos durante el análisis conceptual. El principal de todos ellos era que, aunque en principio se había optado por una alternativa en la que la gran mayoría de los elementos participaran de la resistencia global, la realidad del dimensionamiento hacía patente que los esfuerzos parásitos resultaban excesivos, haciéndonos entrar en un bucle sin salida de incremento de la rigidez e incremento consiguiente de los esfuerzos. Por ello, se pasó a diferenciar claramente la estructura principal de las estructuras secundarias introduciendo las siguientes rótulas (fig. 15):

1. Articulación de las vigas de planta con las celosías y con la viga de eje C.
2. Articulación de los soportes a las vigas.
3. Adicionalmente se articulan determinadas vigas en puntos donde se produce un cambio muy brusco de la rigidez del sistema (efecto palanca).

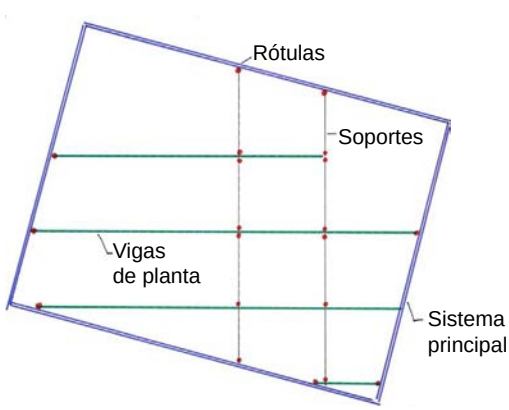


Figura 15. Rótulas introducidas en el plano radial con el fin de desvincular el sistema principal de los secundarios.

4.2. *Automatización del dimensionamiento y comprobación*

Una estructura fuertemente hiperestática, donde muchos elementos colaboran no solo en sus propios subsistemas locales sino también en el funcionamiento global, necesita de un modelo de cálculo ágil, en el que sea posible realizar un gran número de iteraciones. Para ello es preciso tener un control preciso del input y una alta capacidad de análisis del output.

Para este proyecto se desarrollaron mejoras o adaptaciones específicas de la programación propia con base en el programa de elementos finitos ANSYS®:

- *Gráficos de vigas, soportes y celosías introducidos.* Mediante la creación de grupos de representación y utilizando la asignación de tipos de viga o de barra para crear grupos de líneas a los que asignar un color se representan en planta o en alzado los perfiles introducidos permitiendo una comprobación rápida de los datos introducidos en el modelo (fig. 16).
- *Salida de gráficos de esfuerzos por planos radiales.* La representación de los esfuerzos principales (axil, flexión y cortante) en los planos radiales permite intuir de manera muy rápida el comportamiento de los elementos, así como detectar errores de modelización o aspectos no contemplados en el cálculo inicial (fig. 17).
- *Comprobación de vigas mixtas.* Los forjados se encuentran modelizados mediante elementos lámina para las losas y elementos barra para las vigas metálicas descolgadas. La comprobación de la sección mixta exigiría, pues, la composición de los esfuerzos de ambos elementos, teniendo en cuenta en el proceso la variabilidad del ancho eficaz de la losa debido al intereje y a las singularidades (huecos, brochales, etc.). Con el fin de agilizar este proceso se desarrolló un estudio paramétrico que permitió comprobar la bondad de la siguiente hipótesis: la comprobación de la sección metálica a partir de los esfuerzos del elemento barra está del lado de la seguridad con respecto a la comprobación de la sección mixta a partir de los esfuerzos compuestos [10].

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

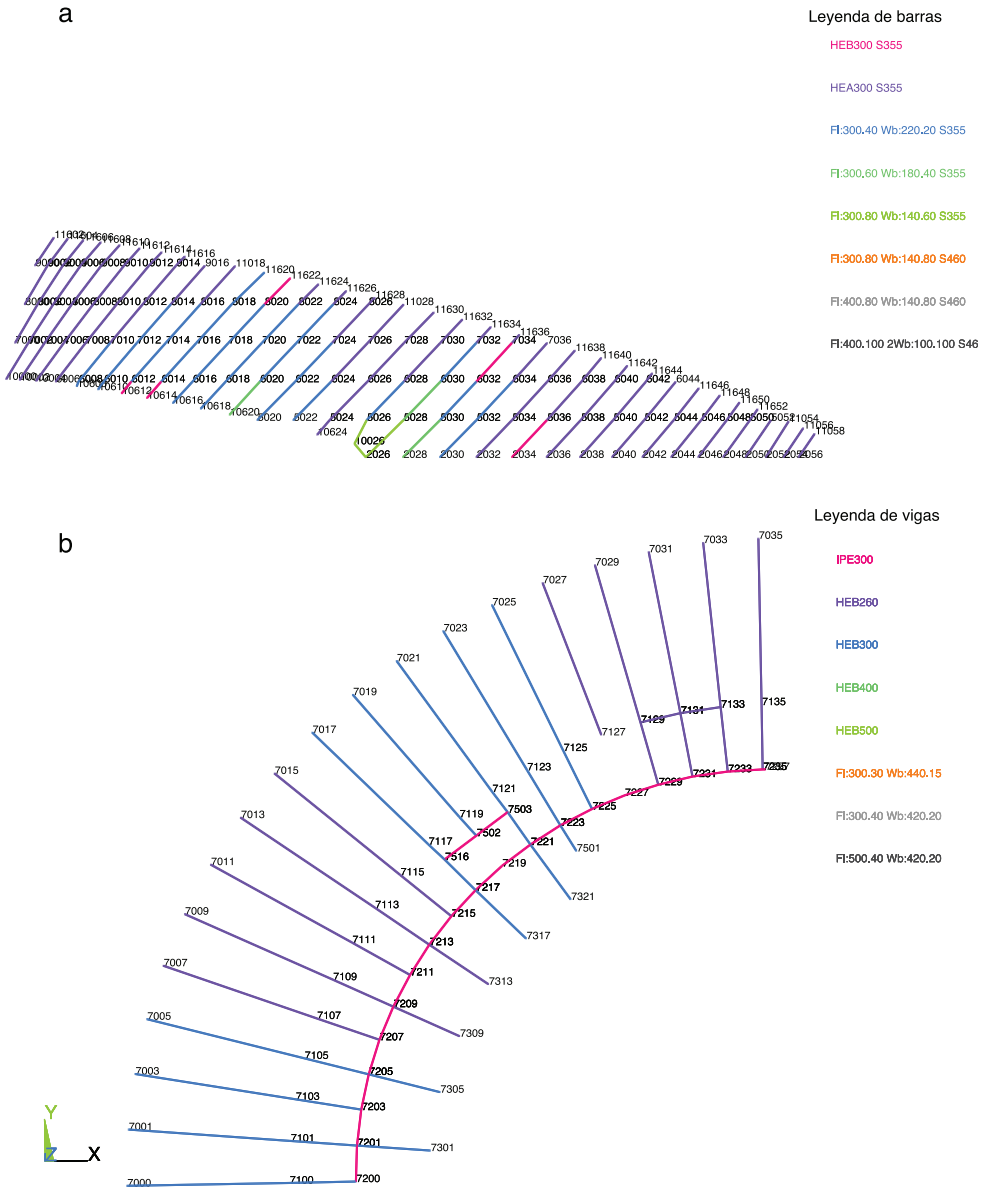


Figura 16. Gráficos de comprobación de la entrada de datos para las diagonales de la celosía exterior, lado izquierdo (a), y las vigas de la planta 3, lado derecho (b).

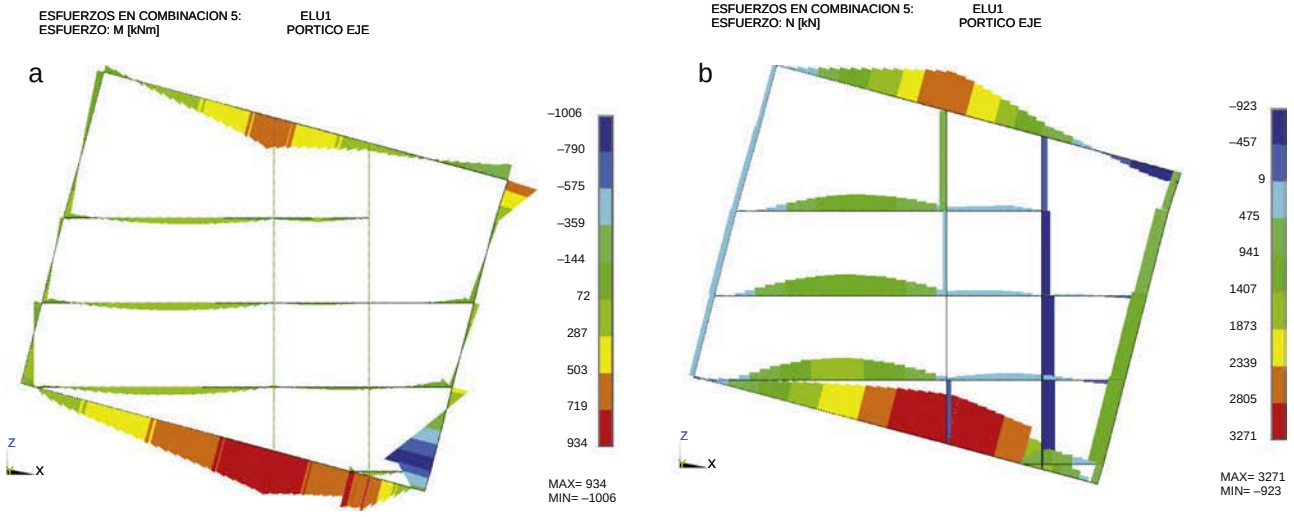


Figura 17. Gráficos de esfuerzos en uno de los planos radiales: momentos flectores principales (a) y axiles (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Para ello se realizó un estudio paramétrico tomando como referencia dos perfiles sustancialmente distintos (IPE300 y HEB500), una losa de 15 cm (típica del proyecto), anchos eficaces oscilando entre los 25 cm y los 3 m y cuatro casos de solicitación (momentos positivos y negativos, aislados o concomitantes con axiles del mismo signo). A partir de las características de la sección mixta se obtenían los esfuerzos que debería resistir la sección metálica según una descomposición elástica y se comparaban los coeficientes de seguridad arrojados por ambas comprobaciones (sección mixta con esfuerzos compuestos; sección metálica con esfuerzos descompuestos). Se comprobó de esta manera que la verificación de la sección metálica a partir de los esfuerzos descompuestos estaba, salvo en el caso de la flexión pura negativa, del lado de la seguridad (debido a la variación del centro de gravedad de la sección como consecuencia de la fisuración de la losa). Para cubrir esta situación se optó por mayorar, en el momento del posproceso, los esfuerzos negativos por un factor establecido en 1,15, y que resultaba ser la media de las situaciones en que la comprobación simplificada quedaba del lado de la inseguridad. Así pues, este estudio paramétrico permitió comprobar de manera muy ágil y ajustada el millar de vigas mixtas del edificio.

4.3. Puntos singulares

Durante el proceso iterativo de ajuste de los perfiles se comprobó que la entrada de carga en los perfiles que arrancan desde las pantallas de apoyo resulta especialmente concentrada e isostática (escasamente dependiente de variaciones de rigidez que se pudieran implementar para hacer más difusa la entrada de carga), por lo que se hizo necesaria la inclusión de piezas más potentes que asumieran los axiles de descarga. Dichas piezas que resuelven la transición entre la estructura masiva de las pantallas de apoyo y el unifilar de la celosía reciben el nombre de macizados y conceptualmente no son más que chapas que cierran la luz entre los perfiles y que permiten cierta descarga de estos (fig. 18).

De manera similar, se produce una fuerte entrada de carga en la esquina formada por la losa de fondo, la celosía interior y la viga pared donde las tensiones en el hormigón, para una losa de 20 cm, alcanzarían los 60 MPa. Se opta por reforzar la zona con un fondo de chapa cosida al hormigón con pernos y con la colocación de un tirante metálico sobre la viga pared (fig. 19).

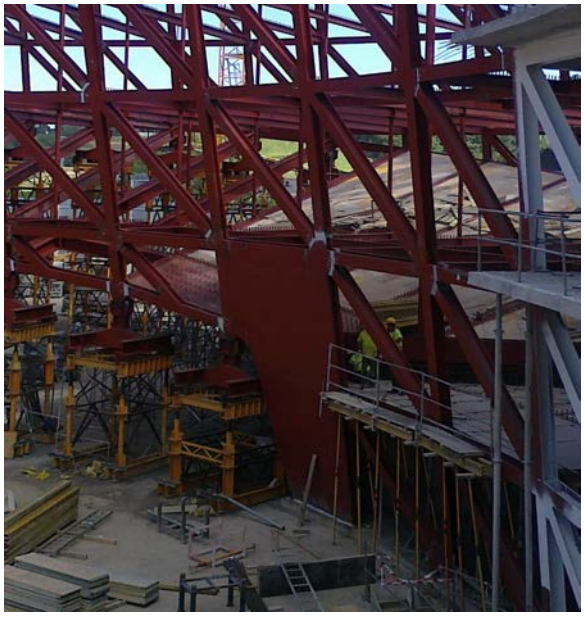


Figura 18. Macizado de la celosía interior.

De igual manera, los axiles de compresión de los montantes más cercanos al voladizo son muy elevados, por lo que las tensiones en la coronación de las pantallas de apoyo superan ampliamente la capacidad del hormigón. Para solucionarlo se opta por embeber perfiles que, mediante una conexión repartida en toda su longitud, permiten una mayor difusión en la entrada de carga en el hormigón.

4.4. Uniones tipo

En el proyecto constructivo fueron detallados los criterios básicos que rigen las uniones tipo de cara a su posterior desarrollo geométrico por el taller metálico. Los principales nudos son los siguientes:

- *Nudo tipo de celosía:* cartela que recoge un máximo de 6 barras y cuyo espesor corresponde a la dimensión que permite recoger el axil de las alas y de las almas de la mayor de las barras que acometen. El nudo debe recoger, en dos pliegues, el semiángulo que hay de diferencia entre dos ejes radiales

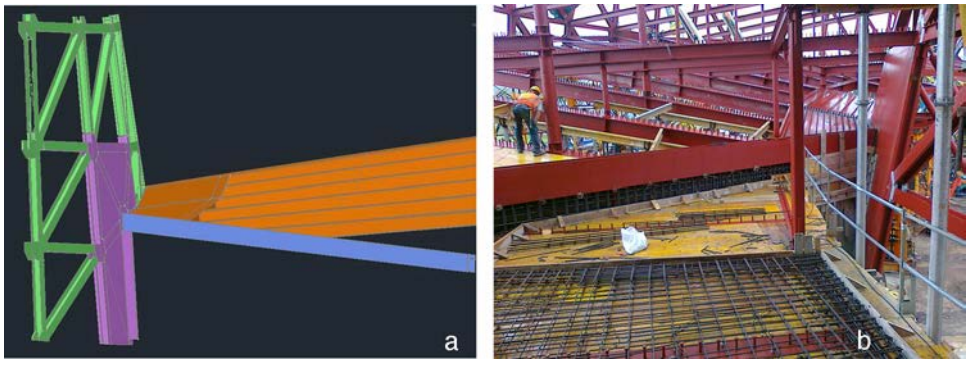


Figura 19. Refuerzo de chapa en el forjado de fondo. Imagen de la modelización 3D (a) y fotografía de la ejecución (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

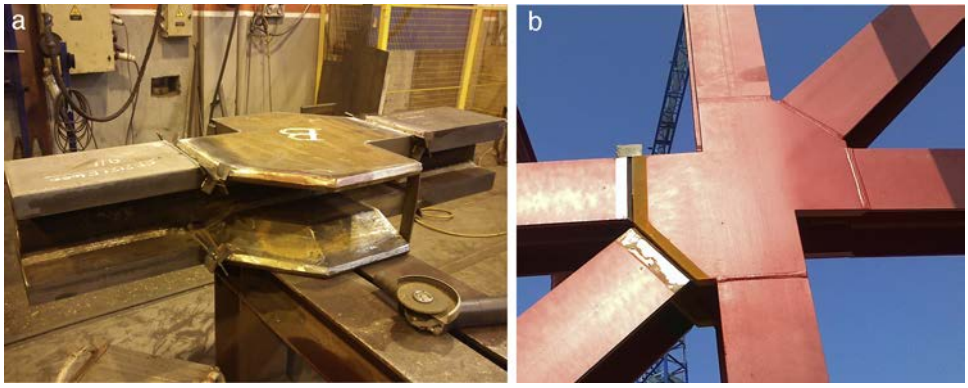


Figura 20. Nudo tipo de celosía. Prueba de ejecución en taller (a) y nudo montado en obra (b).

consecutivos. En dichos pliegues se disponen rigidizadores para repartir las fuerzas de desvío (fig. 20).

- *Nudo de viga y soporte:* nudo parcialmente articulado en el que se busca una apreciable pérdida de rigidez flexional, de manera que se facilite la aparición de la rótula plástica, imprescindible para desvincular los sistemas primarios de los secundarios y minimizar la aparición de esfuerzos parásitos.
- *Nudo entre viga horizontal e inclinada:* como en el caso anterior, se busca un cierto margen de articulación entre ambos elementos para evitar momentos secundarios.

5. Fabricación y montaje

5.1. Desarrollo del modelo geométrico de la estructura

En una temprana etapa del diseño se asumió la necesidad de alojar la práctica totalidad de los elementos estructurales en planos verticales radiales y concéntricos, de manera que montantes de celosía, vigas de plantas (horizontales e inclinadas) y soportes interiores fueran coplanarios. La asunción de este criterio simplificó de manera notable el replanteo y montaje de la estructura, el diseño de nudos entre elementos coplanarios, así como la introducción de contraflechas en las secciones del voladizo.

Adicionalmente, durante el proceso de construcción de un modelo geométrico preciso del edificio pudieron detectarse numerosas singularidades, algunas de las cuales ya habían sido previstas de antemano, en tanto otras fueron consecuencia de la modelización tridimensional:

- Las plantas son elípticas, pero se opta por que todos los elementos sean rectos. Dada la traslación de los centros de las plantas, el corte de las elipses por el haz de ejes da como resultado que la modulación sea variable, por lo que las dimensiones de todos los elementos son diferentes (fig. 21).
- Dado que los montantes no son generatrices del cilindro, su desarrollo es una poligonal. Con el fin de facilitar la construcción se optó por rectificarlos a partir de la unión de sus puntos extremos.
- Asociado al punto anterior, el hecho de que las plantas sean elipses cuyo centro se va desplazando hace que las líneas de ejes radiales no sean perpendiculares al contorno. Si a ello le sumamos la decisión que se ha tomado anteriormente de que el montante sea recto y de que, en general, la estructura se encuentre contenida en planos radiales, el resultado que se obtiene es que las caras del montante no están contenidas en las superficies paralelas a la elipse y, por tanto, los pliegues de las cartelas que hemos mencionado anteriormente no tienen un ángulo simétrico. Este efecto llega a ser de tal magnitud que en los casos extremos la totalidad del ángulo se concentra en uno de los pliegues, manteniéndose recto el otro extremo.

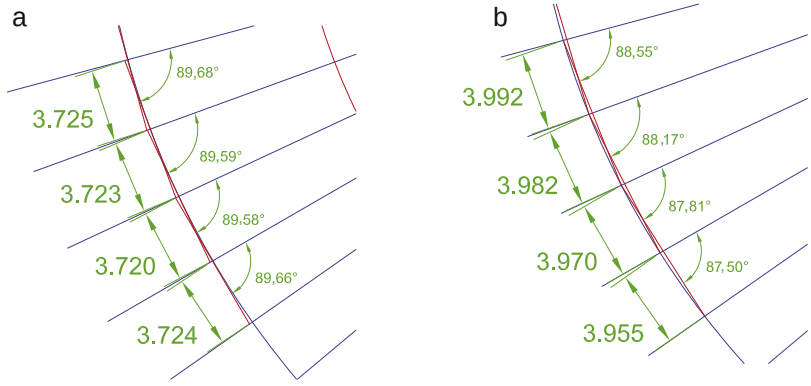


Figura 21. Modulación y ángulos en la celosía exterior entre los ejes 3i y 7i en la planta 4 (a) y en la planta 1 (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 22. Unión atornillada de empalme de viga y de soporte a viga.

- El corte de los forjados inclinados y horizontales se realiza con un ángulo relativamente pequeño (15°), lo que produce un gran desarrollo horizontal de la zona de corte o macla entre ambos forjados. Durante la fase de cálculo se habían obtenido las líneas de corte entre los planos inclinados de cubierta y fondo y los planos horizontales de las plantas como la línea de corte de la cara superior de las losas. Sin embargo, durante la modelización, y dado el tamaño finito de los elementos, el encuentro de las piezas metálicas podía encontrarse sensiblemente desplazado de esta línea, obligando, en general, a una revisión particular de cada zona para adaptar el diseño y el cálculo a la realidad geométrica.

5.2. *Otras modificaciones de fabricación*

El estricto plazo de ejecución exigido por la propiedad del edificio condujo a la necesidad de acometer una optimización en el sistema de montaje de cara a ganar rapidez. Algunas de las áreas en las que el taller metálico y el proyectista trabajaron conjuntamente se detallan a continuación.

En primer lugar, se llevó a cabo un desarrollo específico de los nudos pasando un gran porcentaje de ellos a nudos atornillados: la gran mayoría de los nudos entre vigas (excepto aquellos que precisaban soldadura por capacidad), ya fueran articulados o empotrados, todos los de soportes a vigas y los de vigas de planta a celosía (fig. 22).

Las uniones de los elementos de celosía fueron objeto de gran estudio por su repercusión en los plazos de fabricación y montaje. Los nudos de celosía se mantuvieron según las tipologías iniciales de soldadura en continuidad (por motivos estéticos y de capacidad), pero se trabajó intensamente en la optimización de los espesores de soldadura a ejecutar, pasando un 70% de las uniones de penetración completa a penetración parcial. También se llevó a cabo una optimización del número de nudos de celosías que necesitaban de un rigidizador, así como una comprobación de aquellas secciones en las que las groeras derivadas de los grandes espesores reducían de tal manera la sección útil de alma que ponían en peligro la sección. Se plantearon pequeños refuerzos de chapas esbeltas a colocar tras la realización de las soldaduras para reforzar la capacidad axial de los elementos.

De manera paralela, y con mayor importancia si cabe debido a lo optimizado de la solución, se implementó un intensivo plan de inspección de soldaduras en el que también intervino una empresa de control externo y que arrojó como resultado un porcentaje muy reducido de soldaduras defectuosas sobre una muestra de gran tamaño.

Figura 23. Montaje del primer sector de estructura en altura, compuesto por dos paños opuestos de celosía y las vigas y soportes intermedios.

5.3. *Montaje*

El sistema de montaje adoptado por el taller metálico consistió en la colocación alterna de paños de celosía compuestos por dos montantes y todos sus elementos intermedios, transportados desde el taller completamente montados, con elementos sueltos a disponer entre dos paños completos (fig. 23). El montaje de la estructura interior se realizó por sectores en toda la altura, de manera que la estructura crecía de manera radial en vez de hacerlo de manera vertical, lo que permitió el avance simultáneo desde el eje perpendicular de simetría en cuatro tajos, dos hacia la zona frontal del voladizo y dos hacia la zona dorsal.

En el momento del izado de los paños era necesario disponer apuntalamientos provisionales que dieran estabilidad transversal a la pieza en dirección radial y que recogieran la componente horizontal debida a la inclinación de las piezas (fig. 24).

Sin embargo, el hecho de que el cilindro se encuentre inclinado hace que en una sección radial ambas celosías se

Figura 24. Montaje del primer paño de celosía. Obsérvense los puntales provisionales colocados para dotar a la estructura de estabilidad durante el proceso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

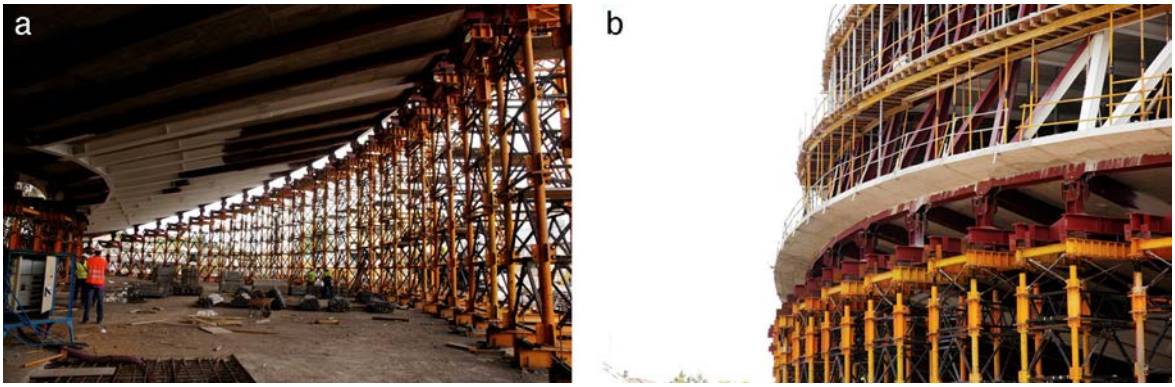


Figura 25. Alineación exterior de la celosía apoyada sobre torres de apeo provisionales.

encuentren inclinadas en el mismo sentido, por lo que la colocación de la estructura interior, en etapas tempranas, no era suficiente para dotar de estabilidad al conjunto. Con el fin de evitar un fallo por inestabilidad del conjunto se desarrolló un protocolo de retirada de los apuntalamientos a la vez que se reducía la tolerancia de montaje para compensar la deformación que sufriría la estructura por el desplome inicial.

5.4. Desapeo

En la zona del voladizo todo el montaje de la estructura metálica se llevó a cabo sobre torres de apeo (fig. 25). De cara a realizar un desapeo en condiciones de seguridad se plantearon dos incógnitas principales:

- La valoración de las reacciones iniciales.
- La implementación de un proceso que no sobrecargara excesivamente las torres auxiliares, las cimentaciones que se ejecutaron ex profeso o las propias barras de la celosía, que en las zonas frontales resultan muy esbeltas dadas las reducidas solicitaciones de la situación definitiva.

De cara a obtener una valoración lo más precisa posible de las reacciones y deformaciones esperables durante el proceso de desapeo se realizó un análisis de sensibilidad de los parámetros influyentes en el reparto de reacciones, encontrando que se podían hallar diferencias significativas en función de:

- El valor del módulo G de deformación transversal adoptado.
- La asunción de off-sets en las barras de celosía.
- La flexibilidad axial de las torres de apeo.
- El proceso evolutivo de la construcción.

Se encontró, en cambio, que el módulo de elasticidad a edades tempranas era muy poco influyente debido a que serían poco significativos los tramos de forjados que estuvieran muy recientemente hormigonados de manera previa al desapeo.

Con este primer análisis se ajustó un modelo de partida en el que como característica más reseñable se adoptó una distribución variable del módulo G en función de las zonas más solicitadas desde el punto de vista de los rasantes. Sobre el modelo inicial se establecieron las reacciones de partida para el proceso de desapeo. De manera paralela se obtuvieron los límites admisibles de reacción, determinados fundamentalmente por la capacidad de las cimentaciones realizadas para el apoyo de las torres de apeo.

Con el fin de validar las reacciones teóricas estimadas se realizó un primer pesaje estadístico de 6 de los 33 apoyos, obteniéndose una cierta dispersión de resultados. El pesaje se realizó de manera análoga a la habitual en los proyectos de ampliación de luces de pasos superiores [11]: para ello se introduce presión en los sistemas hidráulicos de gateo y se registra el desplazamiento de la estructura con relojes comparadores. Al plasmar en un gráfico ambas series de datos, alcanzada la reacción que está soportando el apoyo, debe registrarse en la curva una evidente variación de la pendiente de la línea F-d, como puede verse en la figura 26.

Validadas las reacciones teóricas se comenzó el proceso de ajuste del procedimiento de desapeo, en el que inicialmente resultó evidente que sería necesario encontrar un proceso que permitiera el descenso gradual de la estructura (y su entrada en carga), manteniendo cierto nivel de apoyo sobre las torres de apeo. El elevado número de apoyos provisionales (33 torres en total) y el reducido margen de sobrecarga asumible por el conjunto de cada torre y su cimentación (del orden de 2,5 veces la reacción inicial) hacían inviable un proceso de simple retirada progresiva de las torres.

Resultaba igualmente inabordable una alternativa en la que se implementaran descensos parciales de los apeos, ya que la rigidez de la estructura es tal que los descensos esperables tras la liberación de un apoyo eran siempre menores a los 5 mm, magnitudes difícilmente controlables de manera práctica.

Se halló la clave de la solución al comprobar cómo tras eliminar un apoyo cualquiera de la estructura, encontrándose el resto apoyados, la carga se repartía en función de la rigidez de las torres anexas. Dado que las torres decrecen en altura desde el voladizo al empotramiento, las torres más cercanas al empotramiento asumen más carga, aunque no es despreciable la carga que se traslada a las torres más cercanas al voladizo.

A la vista de este hecho se ideó un sistema que mediante operaciones de descarga y recimbra permitiera relajar la reacción existente, trasladando progresivamente las cargas hacia los apoyos definitivos. Para cada uno de los apoyos provisionales se plantearon dos operaciones de descarga y recimbra previas a

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

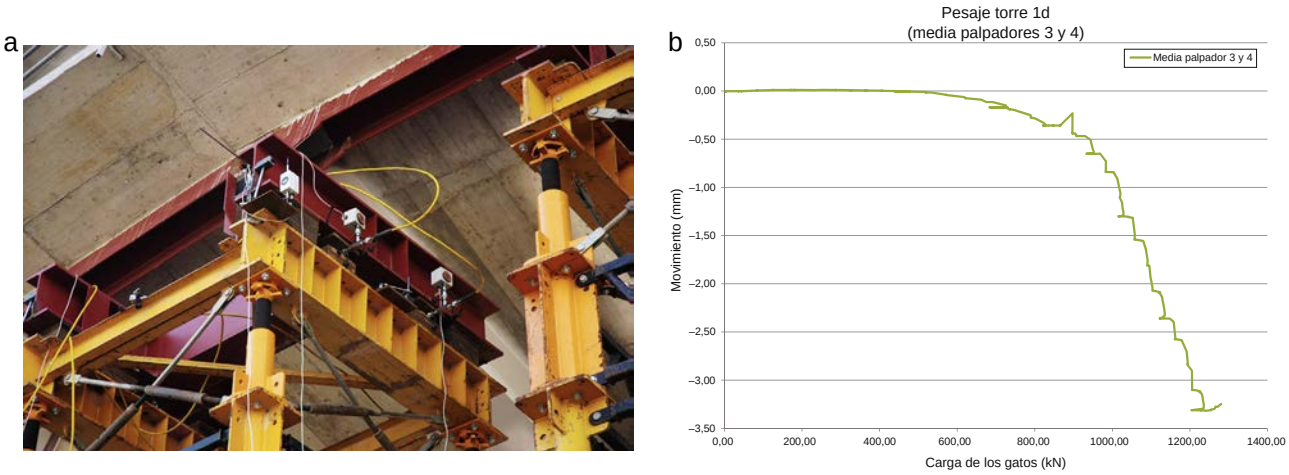


Figura 26. Proceso de pesaje. Bastidor de la torre de apeo en el que se encuentran colocados los gatos y los relojes comparadores (a). Gráfico de F-d medido durante el proceso de pesaje (b).

la retirada definitiva del apoyo, tal y como se puede ver en la figura 27. Adicionalmente, se decidió solapar las tres oleadas de operaciones (dos descargas y recimbras y una retirada definitiva) para evitar que se produjera un retorno excesivo de las reacciones hacia el voladizo.

El proceso de desapeo se realizó mediante el procedimiento antes descrito y fue controlado en todo momento mediante cinco medidas complementarias:

- Medición de la reacción en los gatos en la torre a desapear en el momento en el que se podían mover las chapas de calce y en el momento en el que estas quedaban liberadas.
- Medición del descenso de la estructura tras la descarga de los gatos.
- Medición de las chapas retiradas al recalzar.
- Pesaje de una torre contigua a aquella en la que se actúa de manera previa y posterior a la descarga de la torre para medir el incremento de carga asumido.
- Medición topográfica de la estructura al finalizar cada día.

Como es lógico suponer, la dispersión obtenida en cinco mediciones diferentes no ha sido despreciable, pero se halló un muy buen ajuste en la medición de movimientos en la torre desapeada, y algo más disperso en la medición de reacciones y en la topografía. El descenso total acumulado en la punta del voladizo tras el proceso fue de 63 mm, lo que supuso menos del 10% de error respecto del valor previsto.

Con ello se dio por terminada la estructura, habiendo transcurrido tan solo 15 meses desde el comienzo de los estudios previos hasta la finalización del desapeo [12].

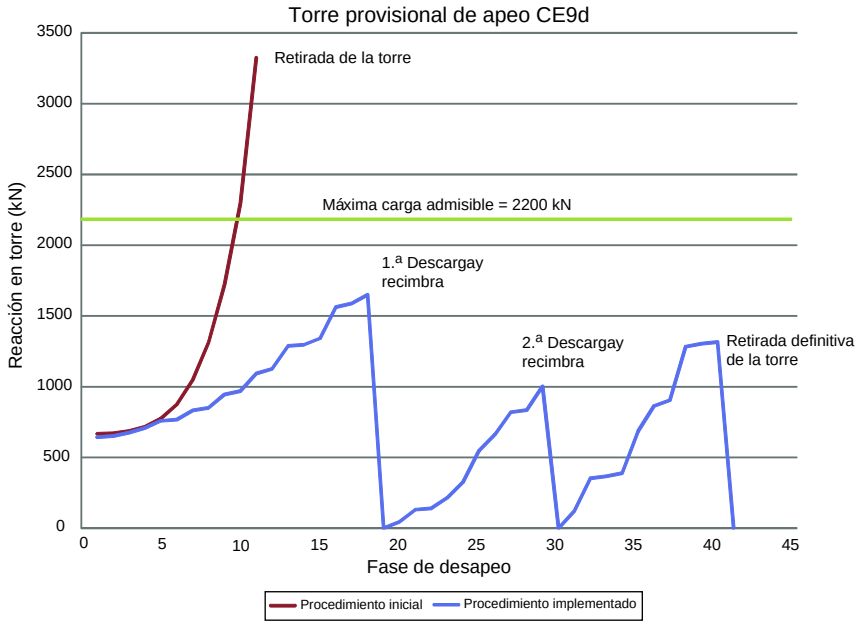


Figura 27. Comparativa de la reacción estimada en una de las torres de apeo entre los diferentes procedimientos de desapeo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 28. Vista frontal del edificio tras la colocación de la fachada.

Figura 29. Vista del interior del edificio en la que puede apreciarse la celosía interior y las dos alineaciones de soportes interiores.

6. Conclusiones

La construcción de una nueva sede corporativa exige del diseño la creación de un elemento icónico que resulte reconocible para empleados, clientes, visitantes y, en general, la sociedad en su conjunto, aspecto que, sin duda, ha sido logrado por el equipo de arquitectos (figs. 28 y 29). Los retos estructurales que se derivan de un diseño visualmente impactante deben ser encarados desde los criterios de eficiencia estructural, racionalidad constructiva y mínima afección a la funcionalidad arquitectónica. Conceptos aplicados en este proyecto como el de «megaestructura» permiten la resolución de grandes retos estructurales mediante la inteligente utilización de las potencialidades y recursos que se derivan de la forma arquitectónica. De esta manera, y gracias a una estrecha colaboración entre todos los participantes del proyecto en sus fases de diseño conceptual, desarrollo y ejecución, se ha logrado la construcción de un edificio que no renuncia un ápice a su singularidad y que, sin embargo, resulta extremadamente eficiente en su utilización de los recursos.

Relación de participantes

Propiedad: ORONA
Proyecto de Arquitectura: ORONA y LKS Ingeniería
Estructura: MC2 Estudio de Ingeniería
Construcción: Mariezcurrena (estructuras de hormigón), URSSA (estructura metálica)
Pesaje y control de desapeo: INTEMAC y BETAZUL

Bibliografía

[1] Orona Ideo. Consultado 22 Julio 2015. Disponible en: www.orona-ideo.com.
[2] BREEAM® ES. Orona recibe el primer punto de innovación BREEAM en España. Consultado 22 Julio 2015. Disponible en: http://www.breeam.es/index.php/comunicacion/noticias/item/105-orona-recibe-el-primer-punto-de-innovacion-breeam-en-espana.
[3] Construction21 España. Orona IDeO - innovaton city. Consultado 22 Julio 2015. Disponible en: http://www.construction21.org/espana/case-studies/es/orona-ideo—innovation-city.html.
[4] Rodríguez Muñoz D, Ladrón de Guevara G. Mega-structural concepts applied to special buildings. 37th IABSE Symposium. Madrid, 2014.
[5] J. Martínez-Calzón, Treatment of the form in structural engineering, en: 1st International Conference on Structures & Architecture, Guimarães, 2010.
[6] J. Martínez Calzón, C. Castañón Jiménez, Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghái, Hormigón y Acero 64 (2013) n° 269, p. 5–29.
[7] J. Martínez Calzón, L. Ceriani, P. Bartalotta, Estructura sobre rasante de la torre Diagonal ZeroZero, Hormigón y Acero. 63 (2012) n° 265, p. 7–32.
[8] J. Martínez Calzón, Á. Serrano Corral, Nuevas líneas de diseño estructural: los teatros del canal en Madrid, Informes de la Construcción. 58 (2006) n° 504, p. 65–66.
[9] J. Martínez Calzón, G. Ladrón de Guevara, D. Rodríguez Muñoz, P. Bartalotta, M. Palacios Lloret, Orona Zero Building, SEI. (2014) 53–57.
[10] J. Martínez-Calzón, J. Ortiz, Construcción mixta hormigón-acero, 1.ª ed., Rueda, Madrid, 1978, pp. 910.
[11] J. Martínez-Calzón Ampliación de las luces de 14 pasos superiores continuos postesados para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la Autopista A-7 Barcelona-La Junquera. Tramo: Hostalric-Maçanet, Informes de la Construcción. 46 (1994) n° 431, p. 5–25.
[12] Rodríguez Muñoz D, Ladrón de Guevara G. El Edificio Orona Zero. VI Congreso de ACHE. Madrid, 2014.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Available online at
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276):e1–e15
www.e-ache.com

Original

Orona Zero building

Edificio Orona Zero

Ginés Ladrón de Guevara Méndez [a], David Rodríguez Muñoz [b,*]

[a] *Civil Engineer, Project Manager, MC2 Estudio de Ingeniería, S.L., Madrid, Spain*
[b] *Civil Engineer, MC2 Estudio de Ingeniería, S.L., Madrid, Spain*

Received 2 March 2015; accepted 19 May 2015
Available online 30 December 2015

Abstract

The building described hereunder is an example of the importance of early stage cooperation between the architectural and structural engineering teams in establishing design guidelines that capitalise on the full potential of architectural forms to maximise structural effectiveness and minimise the impact on functionality. One such guideline is the "megastructure" concept, whereby the overall shape of a building is used to generate a large-scale structural member. The solution for the iconic element of the design at issue (a huge curved cantilever) was to optimise façade and structural slab performance by eschewing additional elements (such as diaphragm walls, masts or tie beams) that would affect the aesthetics of the building exteriors or constitute an invasion of the indoor space.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Megastructure; Trusses; Geometric modelling; Diaphragm; Prop removal

Resumen

El edificio del que trata el presente artículo es un ejemplo de cómo una temprana colaboración entre los equipos de Arquitectura y Estructuras permite la aplicación de pautas de diseño que aprovechan la potencialidad de la forma arquitectónica para lograr estructuras de máxima eficacia y mínima afección a la funcionalidad.

Entre esas pautas de diseño se encuentra el concepto de «megaestructura», por el cual se utiliza la forma global del edificio para generar una estructura de gran escala. De esta manera, el elemento icónico del proyecto (un gran voladizo de eje curvo) es resuelto mediante la optimización del comportamiento de fachadas y forjados, evitando la introducción de elementos adicionales (pantallas, mástiles, tirantes, etc.) que afecten al aspecto exterior del edificio o resulten invasivos para el espacio interior.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Megaestructura; Celosías; Modelo geométrico; Diafragma; Desapeo

1. Introduction

The Orona Zero building is the most prominent structure in the new Orona Ideo Innovation City complex built to house the corporate headquarters and R&D+i facilities of the eponymous lift design, construction and assembly company as well as one of the corporation's University of Mondragón faculties. The compound, located in Galarreta industrial estate at Hernani in the Spanish province of Guipúzcoa, is a project of substantial magnitude both from the standpoint of the investment involved and its impact on the peri-urban surrounds where it is located (Fig. 1).

The building itself represents the iconic image of a new brand geared particularly to sustainability. In addition to its indisputable aesthetic and functional values, then, the design envisaged the minimisation of energy consumption from external sources and construction to LEED and BREEAM sustainable building standards [1,2].

DOI of original article: http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.05.001
* Corresponding author.
E-mail address: david.rodriguez@mc2.es (D. Rodríguez Muñoz).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.11.001
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 10/12/2025

Figure 1. Orona compound setting, a mix of nature and urban development typical of northern Spain.

Figure 2. Basic volume of the building.

2. Architectural design

Inspired by the company's logo, the building has a singular geometry: the space generated by a hollow cylinder 16 m high with a 90 m outer and a 45 m inner diameter and open on the lower side to accommodate the hardscaping. As it slants at a 15° angle off the vertical, the volume generated cantilevers over the ground. This volume main dimensions are 26 m measured perpendicularly to the support axis, a cantilever spanning 30 m, and an outer façade arch 102 m long between supports (Fig. 2).

The building houses four 4-metre high (structural floor, centres) office storeys plus a split-level entrance storey and a basement car park. The design was impacted in a number of respects by the elliptical shape of the office storeys, the result of their non-normal angle to the axis of the cylinder. The storeys do not cover the full area of the ellipse due to the constraints imposed by the roof and bottom structural slabs and the hardscaping. Consequently, the angle swept varies from storey to storey.

Given its quasi-circular shape, the building layout is based on polar coordinates with a system of radial and circumferential axes into which two vertical cylinders are inserted, dividing the storeys into three concentric functional spaces or annuli: work areas (outer annulus), vertical circulation (central annulus) and horizontal circulation (inner annulus). The dimensions of these annuli differ on each storey inasmuch as they are organised around the intersection of the outer slanted cylinder and the aforementioned vertical cylinders (Fig. 3).

The building's axis of symmetry runs northwest–southeast for optimal sunlight. The outdoor-facing premises receive natural light indirectly through an exterior curtain wall to avoid the glare on digital screens, whereas the inner circulation areas receive direct light, enhancing their function as places for rest and relaxation. The glazed inner façade opens onto the courtyard around which the complex revolves and which serves as an antechamber for the building.

As a counterpoint to such a distinctly polar system, the design of the pitched roof is based on the horizontal lines perpendicular to the maximum slope defined by the banks of photovoltaic panels that source the electric power for the building. Parallel to these lines, five square balconies provide outdoor space for users, a feature highly appreciated in curtain wall buildings with non-openable windows (Fig. 4).

Design and construction conformed to the 'nearly net zero energy' criteria that pursue the minimisation of external energy consumption with energy savings systems, self-generation and energy transfer among the systems in place in the building [3].

3. Structural design

3.1. General conceits. Background to the design approach

The pursuit of 'megastructure' in the initial stages of design as an engineering recourse to capitalise most effectively on architectural form is one of the tools which, under a broader concept

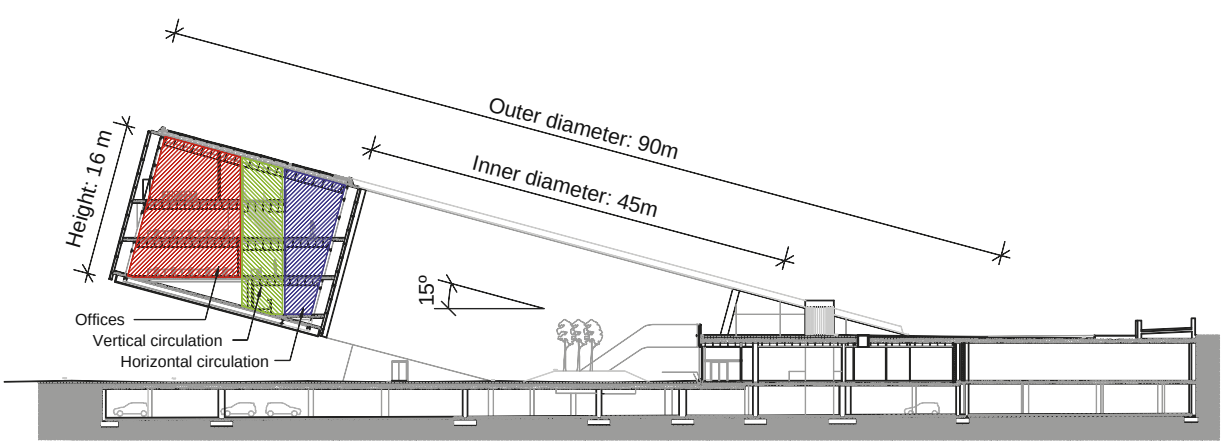


Figure 3. Longitudinal section along the building's axis of symmetry.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figure 4. Aerial view of the roof.

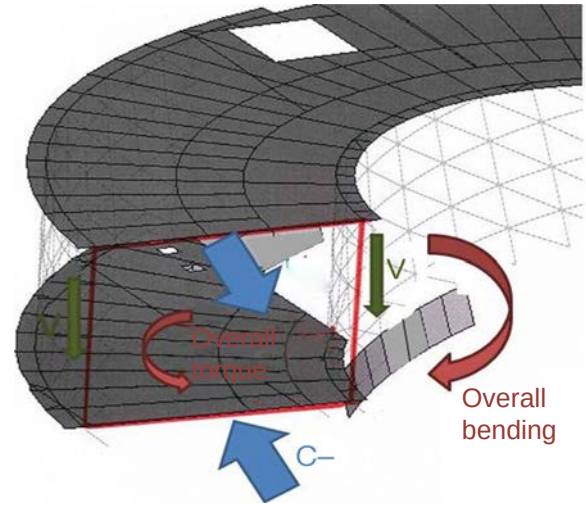


Figure 5. Overview of how the 'megastructure' works.

known as 'tensibility', is one of the leitmotivs of the structural engineering that has characterised MC2 in recent years [4].

'Tensibility' can be defined from two perspectives [5]:

- the capacity to use the maximum envelope dimensions of the entire building, as actively as possible, to establish a structural system for that space, able to solve strength and construction problems without altering the spirit of the architectural form proposed;
- the intrinsic capacity of a structural arrangement or typology to lead the forces induced by the actions on a structure, as directly and actively as possible, towards the supports or load transfer points.

The aim, then, is to identify the strength mechanisms afforded by the elements designed by the architect, to generate the spaces or project the images that define the building and maximise its effectiveness. Examples of the application of this concept can be found in Spain's Pavilion at the Shanghai World's Fair [6], the 'bamboos' in the ZeroZero tower on Barcelona's Diagonal Avenue [7] and the overlapping diaphragm walls on Madrid's Teatros del Canal [8].

3.2. General description of the structure

The structural approach originally adopted was to regard the pitched top and bottom sloped slabs and the inner and outer trusses as the members comprising the overall strength system. This huge cylindrical box girder would be able to withstand the loads generated in the cantilevered area by drawing from non-uniform torque mechanisms and transfer such loads to the support areas in contact with the conventional structure below. The general stress generated by the unique cantilever (around 30 m between the outer edge and its closest support) would induce overall bending and shear stress and torque in the 'megastructure'. These would translate primarily into axial tensile forces on the top and compression on the bottom sloped slab, irrespective of the attendant shear stress on both planes. The trusses, in turn, would transfer the basic overall shear to the columns through the tensile and compressive mechanisms acting on the vertical, and diagonal web members, and the horizontal chords [9] (Fig. 5).

In this conceptual approach, overall torque, induced by the circular form of the element, would be introduced in the system via the tangential stress on the large rectangular section formed by the four aforementioned sub-systems (two sloped and two curved truss planes). Nonetheless, due to their incompatibility with building functionality, bulkheads or cross-braces stiff enough to keep the section from warping and hence justifying the assumption of pure torque in the design were not envisaged for such a section. In other words, the structural system would entail additional deformability and the elements would be exposed to compatibility forces characteristic of the non-uniform torque induced in the portal frames formed by the truss uprights and the structural slab beams as a result of the slope on the latter.

The inter-storey beams and floors and inner columns constituted the secondary elements in this general system. In addition to constituting the architectural storeys, they were to serve an indisputable purpose within overall structural behaviour by acting, depending on their stiffness and the design of their connections, as intermediate diaphragms, countering to some limited extent the deformability of the huge box girder that comprises the 'megastructure' (Fig. 6).

The main structural elements are described in the following sections.

3.3. Main trusses

The building's trusses are its primary bearing members. The approximately square modules (4 m between uprights, 4 m between storeys), originally intended as a constant module for the second storey, ultimately translated into a sheaf of vertical planes set at 5° angles to one another. While the truss on the outer cylinder approximately doubles the diameter of the truss on the inner cylinder, since only one of every two outer axes continues on to the inner structure, the modules in the latter could also be

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

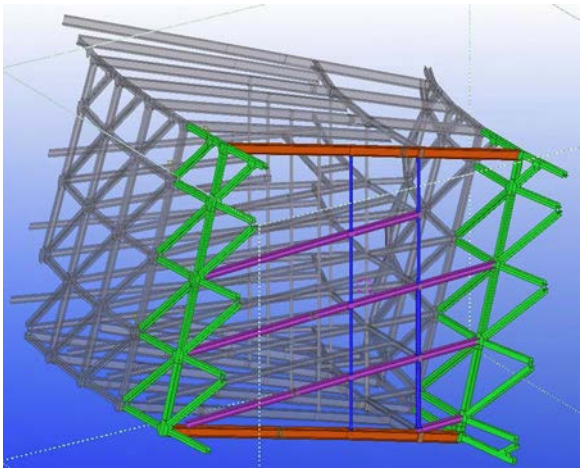


Figure 6. Radial cross-section of the 3D model of the steel structure. The box girder section formed by the façade trusses (green in the diagram) and the bottom and roof structural slabs (orange for beams) is stiffened by diaphragms consisting in the inter-storey beams (purple) and inner tubular columns (blue).

dimensioned to approximately 4 m^2. Both trusses sweep a total angle of 290° symmetrically around axis 00 (Fig. 7).

Although curved, the trusses are made of straight elements that join the nodes at the theoretically curved surfaces. The maximum deflection (chord deviation with respect to the arc) is around 50 mm.

A number of alternatives for the trusses were initially considered (Howe with one or two families of diagonals, with or without vertical uprights, Viereendel truss without diagonals. . .). Ultimately, designers opted for a Howe truss with a single row of diagonals positioned in the same direction on both sides of the axis of symmetry to enhance the dynamic effect, albeit at the expense of forfeiting some stiffness and introducing asymmetrical behaviour on the two sides of the truss.

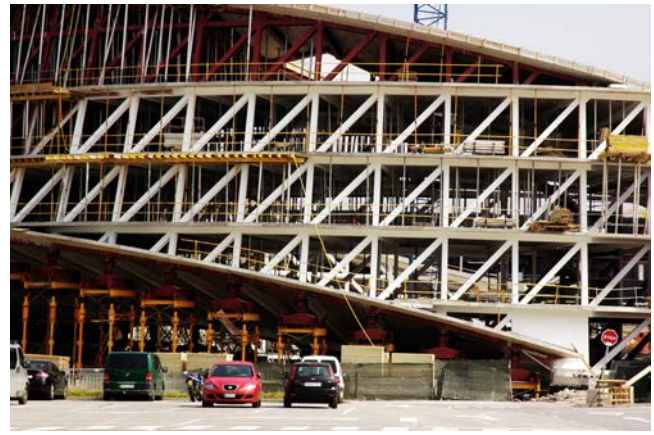


Figure 8. Side view of the outer truss during construction of the structural roof slab: note that the diagonals remain straight at the junction with bottom and roof slabs.

A final adaptation, which obviated the need to locate the theoretical nodes in these planes, entailed extending the approximate direction of the diagonals until they abutted with the sloped bottom and roof slabs. This prevented having to change the slope on the diagonals and improved the aesthetics of the structure, even though it involved a small loss of truss performance in these areas (Fig. 8).

Nearly all the truss bars were designed to consist in 300 mm × 300 mm, HEA300, HEB300 or HEM300 hot-rolled profiles, and built-up sections with plates measuring up to 1000 cm^2, with S355 and S460 steel.

3.4. Inner columns

To shorten the span of the radial beams in the inter-storey structural slabs, columns made of S355 tubes with 140–355 mm diameter sections, ranging from 5 to 20 mm thick and skirting

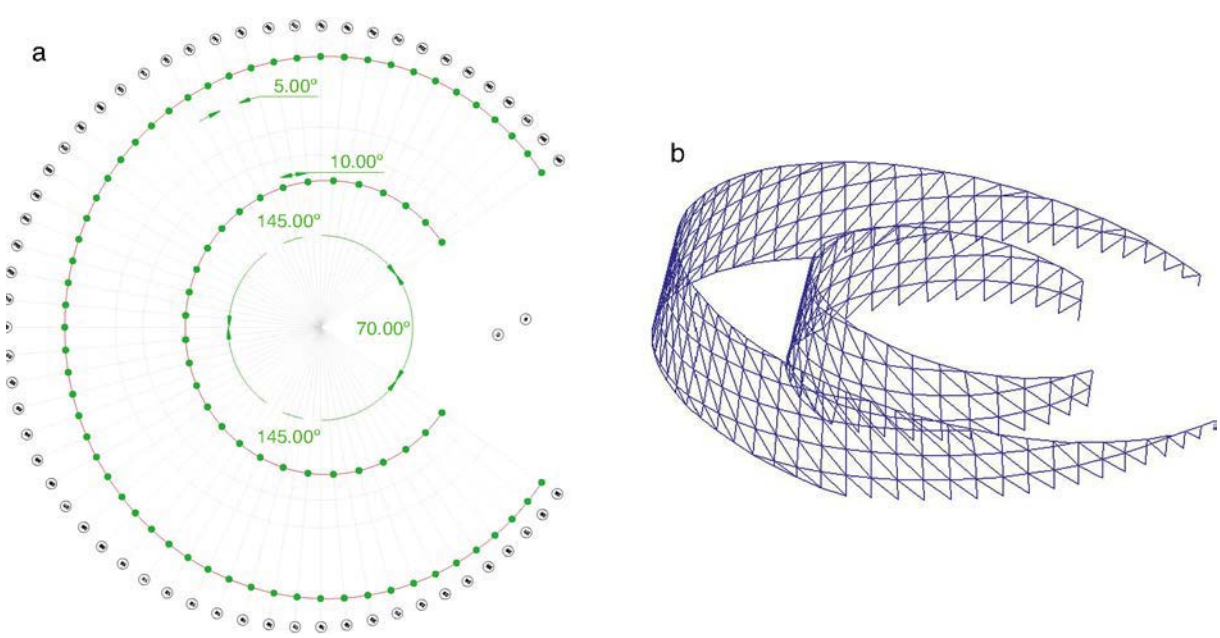


Figure 7. Basic geometry of the façade trusses: plan view (left) and three-dimensional modelling (right).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

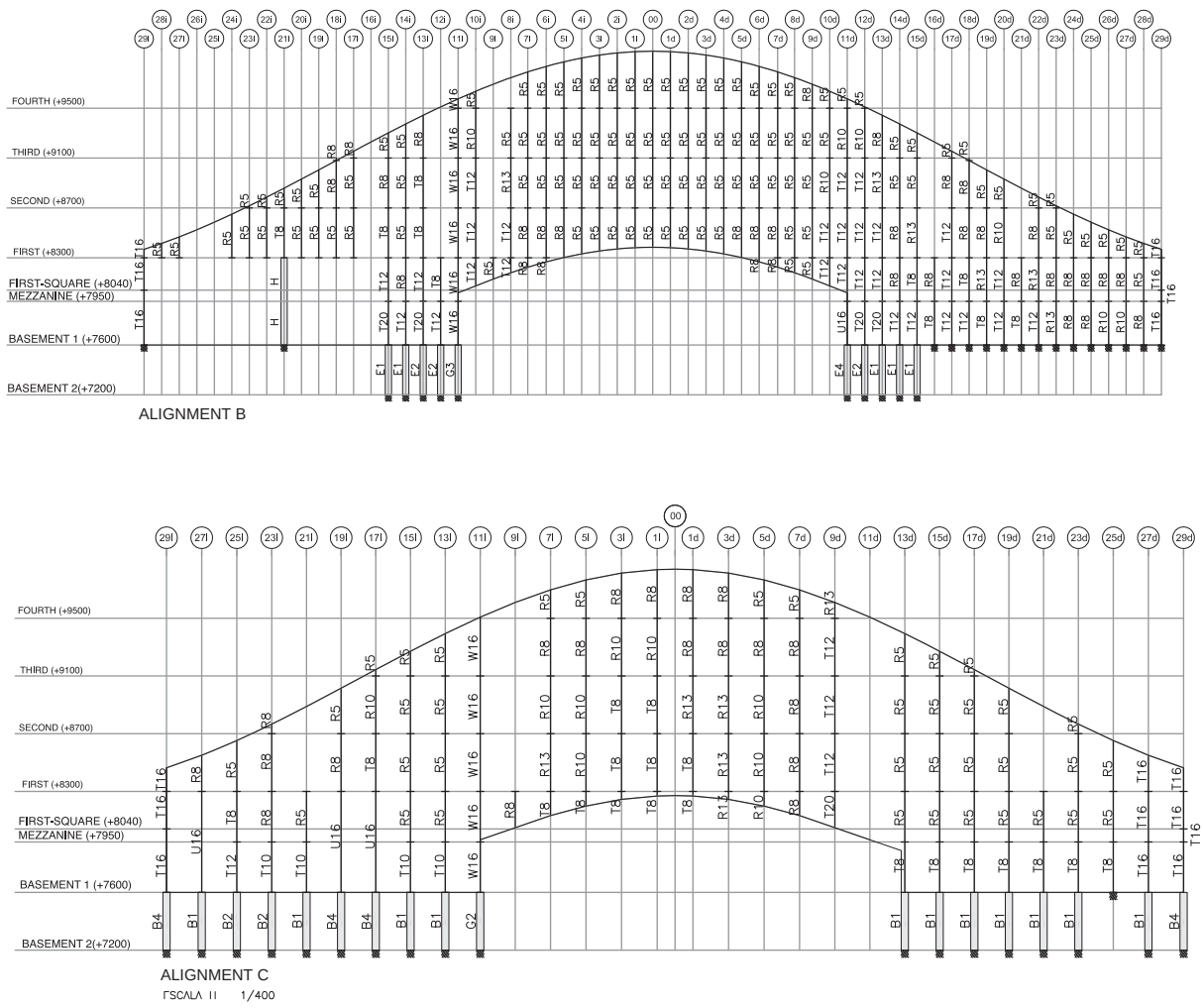


Figure 9. Elevation views of outer (alignment B) and inner (alignment C) columns.

both sides of the central vertical cylinder, were included in the structural design.

The aforementioned wide range in their dimensions was required to accommodate load and contour variability. The heaviest sections were envisaged for the bays closest to the abutment of the cantilever with the base of the building (where the load on the circumferential Vieerendel truss is partially transferred, see point 4). The lightest were positioned at the centre of the cantilever, where they bear either compressive or tensile forces depending on the differences in bottom and roof beam stiffness (Fig. 9).

3.5. Inter-storey structural floors

The solution chosen for the inter-storey structural floors consisted in a mix of series HEB profiles, typically from 240 to 300 mm deep (S275 steel) in addition to a cast-in-place concrete slab with a standard thickness of 15 cm. The beam dimensions and slab thickness were increased locally as needed for ad hoc propping or in areas under high shear stress.

The composite beams forming part of the structural slabs were likewise arranged radially in a manner to concur with the truss nodes. The inner circular axis was designed as a continuous beam on which every other radial beam rests, to make the transition from the angular modulation of the outer to that of the inner truss (Fig. 10).

The use of corrugated steel decking was ruled out for the concrete slabs, given that the standard 4 m distance between radial beams, would have called for very thick decking, or the use of intermediate joists. Moreover, the decking would have had to be cut into pseudo-circular sectors of variable dimensions depending on the zone. The additional on-site difficulties that would have entailed rendered this option clearly unsuitable.

3.6. Sloped structural bottom and roof slabs

These structural slabs were engineered to serve a triple purpose: first, to enclose the top and bottom of the building; second, to have sufficient bearing capacity to withstand the loads received from the inner columns in the cantilever (that cannot connect to the foundations); and third, further to the initial ‘megastructure’ concept, to form the flanges of the huge box girder that constitutes the building’s cantilever.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

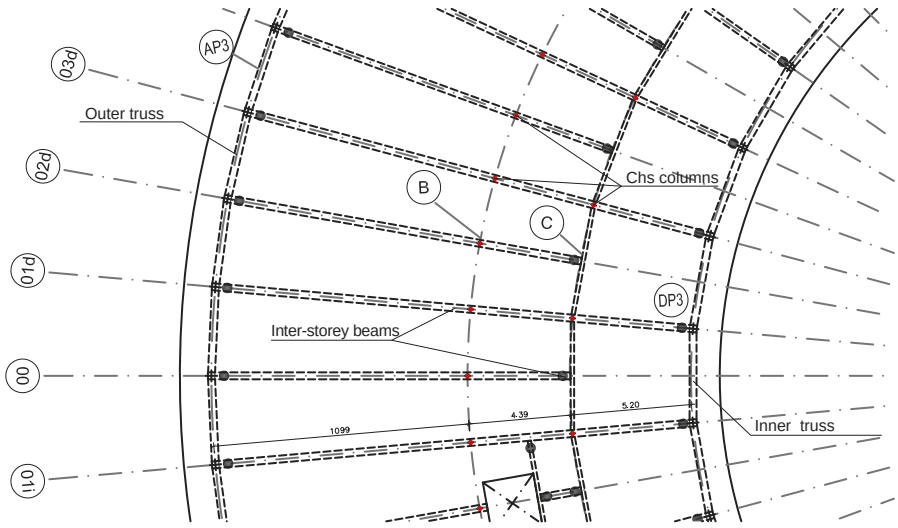


Figure 10. Inner secondary structure: every other radial beam is discontinued at axis *C* where it rests on a circumferential beam.

The first two purposes (building enclosure, base for inner columns) called for a powerful radial structure able to transfer stress to the side trusses. The third, in contrast, required a structure able to effectively assume the circumferential axial and shear stresses. For that reason, the chosen solution was, as in the inter-storey floors, a composite structural slab, although with double the depth (500–600 mm) of the built-up, rolled steel beams. The concrete slab was increased to a thickness of 20 cm (Fig. 11).

3.7. Below-grade structures

The elements described in the preceding sections constitute the above-grade structure that rises over a concrete base housing a basement and an entrance storey. This base was designed to contain all the members listed below, needed to enable the 'megastructure' to transfer the building stresses to the soil (Fig. 12):

- *bearing diaphragms for trusses*: 20 m long, 60 cm thick flat members located underneath the points where the trusses rest on the base that receive the major share of the stresses on the fixed end of the cantilever;
- *truss columns and tie beam*: concrete portal frame located downstream of the diaphragms that receives the (much less intense) stresses generated by the truss anchorage at the rear of the building, in which the 1.00 m (h) × 0.60 m (b) beam rests on 0.45 m diameter circular columns;
- *wall beam*: 40 cm thick member positioned at the end of the bottom structural slab (which for reasons of functionality is not directly connected to the foundation as would be called for in orthodox design from the perspective of how the 'megastructure' should work) which conveys its vertical reaction to the side diaphragms via shell mechanisms.

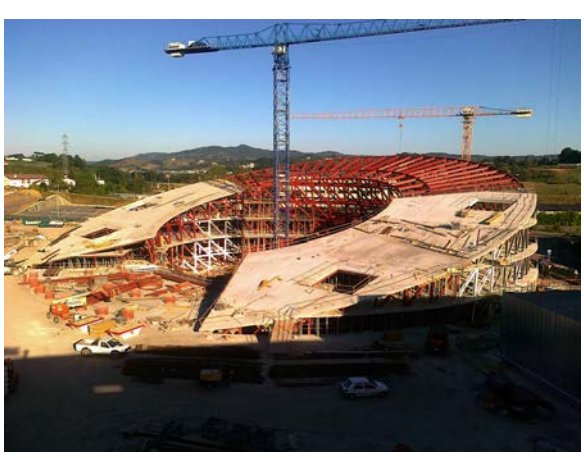


Figure 11. Construction of structural roof slab.

4. Design and engineering

4.1. Conceptual and detailed numerical models for the building

The building was analysed by stages. First, a conceptual numerical model was developed in which practically all the specific local features (service shafts, lifts, balconies) were omitted, to determine the contribution of the main elements described in

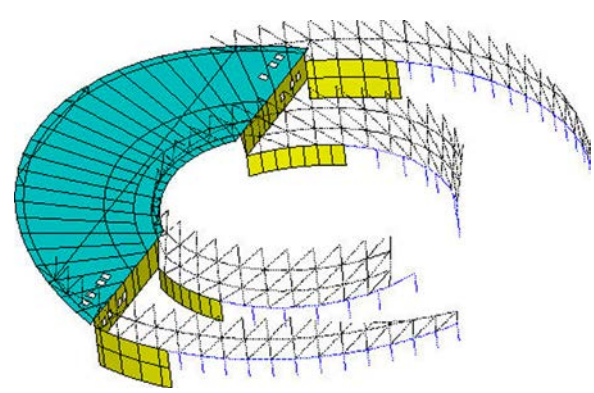


Figure 12. Modelling for below-grade structures: diaphragm walls for trusses and wall beam shown (in yellow), and columns and tie beam (in blue).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

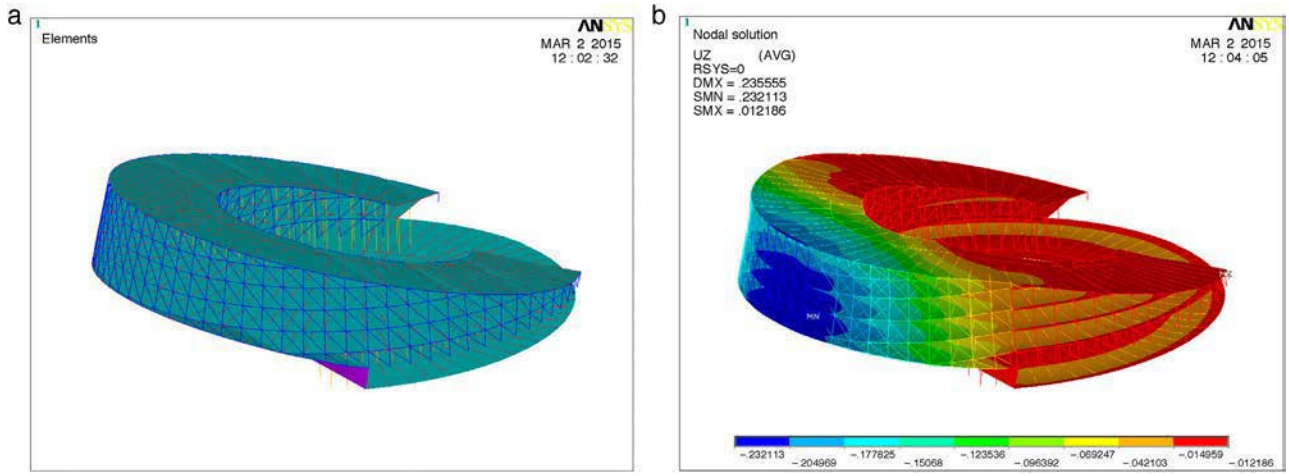


Figure 13. Conceptual model: model geometry (left) and deflection under permanent loads (right).

the preceding section to the overall bearing capacity. This initial approach to the building behaviour supported the subsequent decision-making, and influenced the still incipient architectural design in order to optimise structural performance and enhance 'tensibility' (Fig. 13).

The main conclusions drawn from the conceptual model were the following.

- The outer and inner trusses constitute the structure's primary strength mechanism, and given their great depth, they are not only able to convey the shear on the megastructure, but also to withstand a substantial share of the bending stress.
- Overall bending stress is less intense on the sloped structural slabs than might be expected from the coupled tensile/compressive forces borne, due in particular to their high depth/span ratio. Consequently, most of the cantilever can be regarded as a D-region. Similarly, the lack of any consistent axial stress in these structural slabs at their connection with the base limits their ability to act as box girder flanges.
- Nonetheless, these slabs play a substantial structural role in keeping with two mechanisms:
  - as tensile and compressive flanges, which is perceptible when their edges are longitudinally stressed or their transverse modulus of deformation is varied;
  - as chords in the circumferential Viereendel trusses, formed by the bending stress on the rings of columns and the structural slabs themselves.
- A Vieerendel truss-like mechanism arises in the radial planes where the inter-storey composite beams and the columns form flexible diaphragms. These elements help counter the distortion in the box girder section, bearing axial and bending stresses, and inducing sizeable bending in the girder components (Fig. 14).

The detailed iterative model, developed with the precise geometry and actual conditions required to adjust component dimensions, revealed factors that failed to surface in the conceptual analysis. The most prominent of these was that, while the initially chosen alternative envisaged participation by most of the elements in overall strength, the reality of dimensioning made it clear that the excessive parasitic stresses generated in such a solution, would lead to a vicious circle in which raising stiffness would entail a concomitant rise in stress. As a result,

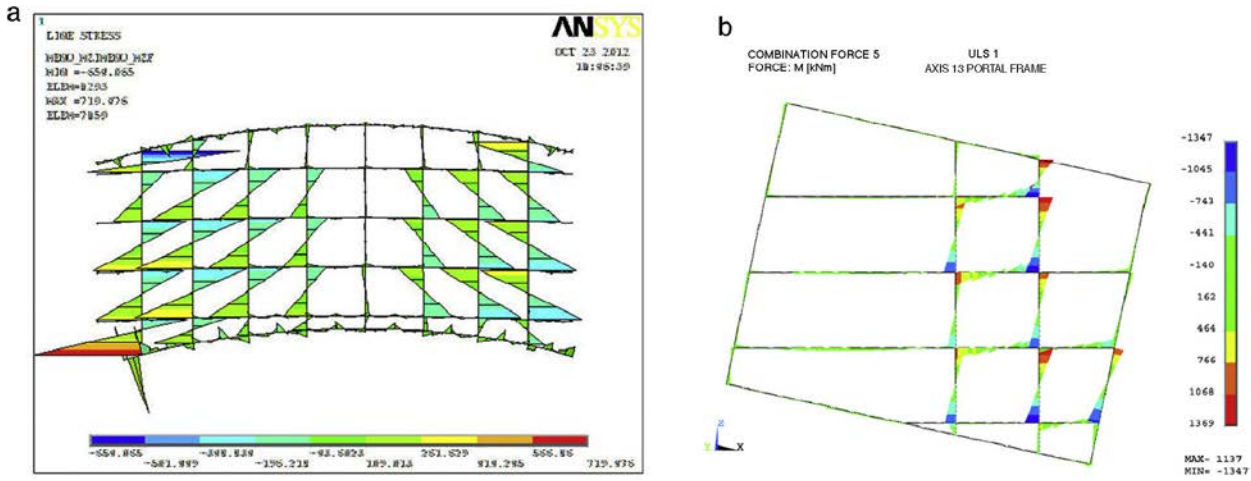


Figure 14. Bending moments deriving from Viereendel truss-like mechanisms in the circumferential plane of the columns (left) and a radial plane (right).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

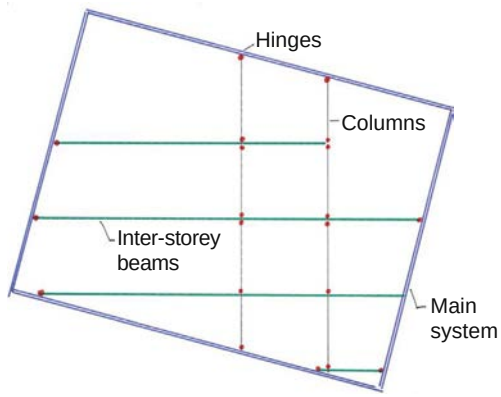


Figure 15. Hinges introduced in the radial plane to dissociate main from secondary systems.

the main structure was clearly dissociated from the secondary structures by providing for the following hinges (Fig. 15):

- between the inter-storey beams and the trusses and the *C* axis beam
- between columns and beams
- in certain beams, where system stiffness would undergo an abrupt change (leverage).

4.2. Dimensioning, automation and verification

A highly statically overdeterminate structure, in which many elements contribute to structural stability, not only in their own local sub-systems but also in the global operation, called for a nimble numerical model able to accommodate substantial iteration. That, in turn, necessitated stringent control of the input and highly skilled analysis of the output.

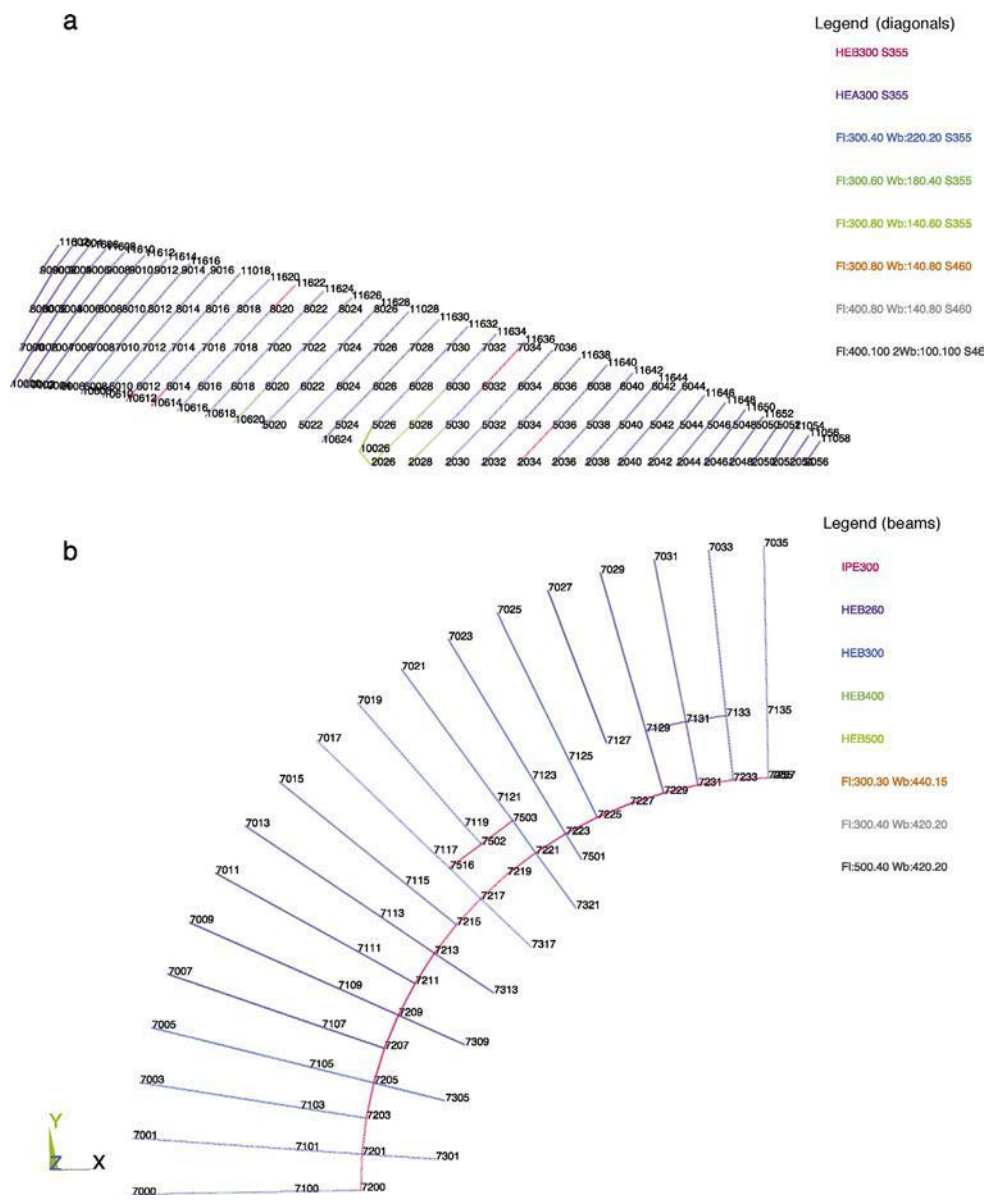


Figure 16. Graphics for verifying the data entered for the outer truss diagonals, top (a), and beams in storey 3, bottom (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

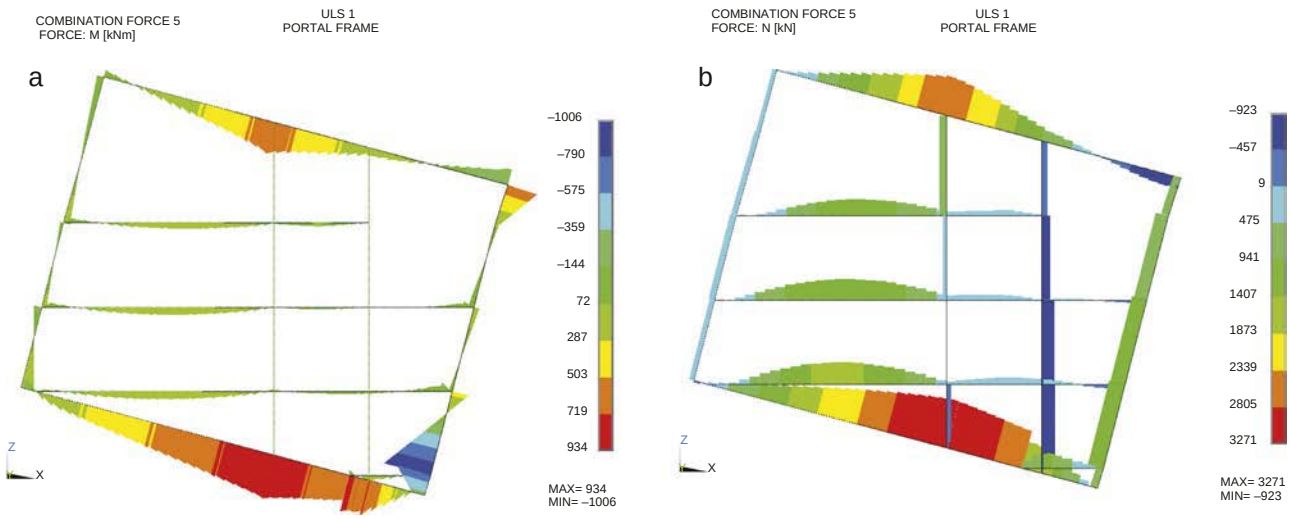


Figure 17. Graphic outputs for stresses on a radial plane: main bending moments (left) and axial forces (right).

Improvements or specific adaptations in the ANSYS finite element-based proprietary software were developed for this project.

- *Beam, column and truss graphics*: plan or elevation views of the profiles defined were depicted by creating representation groups, and colours were assigned to the beam or bar types to be able to readily verify the data entered in the model (Fig. 16).
- *Graphic outputs for radial plane stresses*: the main stresses (axial, bending and shear) on the radial planes were represented to quickly and intuitively visualise component behaviour, and to detect modelling errors or questions not envisaged in the initial calculations (Fig. 17).
- *Verification of composite beams*: the structural slabs were modelled taking the slabs as shell elements and the suspended steel beams as beam elements. Verification of the composite section consequently called for compounding the stresses on both elements, taking into consideration the variability of the effective flange width of the slab, due to the inter-storey height and specifics such as openings and header beams. With a view to expediting these calculations, a parametric study was conducted to confirm the following hypothesis: verifying that the steel section based on the stresses on the beam element alone lies on the side of safety with respect to verifying the composite section based on the compound stresses [10].

The parametric study consisted in differentiating between two shapes (IPE300 and HEB500), assuming a (design-typical) 15-cm slab, and effective flange widths ranging from 25 cm to 3 m, and testing four stress cases (positive and negative moments, separate from or associated with same sign axial stresses). The stresses to be borne by the steel section were calculated from the performance of the section as a whole through elastic failure; and the safety coefficients found with the two verifications (composite section with compound stresses; steel section with simple stresses) were compared. The results showed that section verification based on simple stresses lay on the safety side in all but one of the cases: pure negative bending stress (due to the variation in the centre of gravity of the section as a result of slab cracking). The solution adopted to cover this situation was to raise the negative stresses by the established factor of 1.15, which was, moreover, the mean of the situations in which simplified verification delivered results on the unsafe side. The outcome of conducting this parametric study, then, was that the building's one thousand composite beams could be readily and accurately verified.

4.3. Singular points

Shape adjustment iterations revealed that loading the shapes springing from the bearing diaphragms was a particularly concentrated and statically determinate process (scantly dependent upon variations in stiffness that could be enlisted for more diffuse loading). For that, the inclusion of stronger members able to receive the concomitant axial stresses was needed. Those reinforcing elements, which served to transition between the massive bearing diaphragm structure and the single line truss components, were no more than sheet metal panels filling in the inter-shape gaps and receiving some of their load (Fig. 18).

Similarly, loading was found to be particularly abrupt at the corner formed by the bottom slab, the inner truss, and the wall beam, where the stresses on the 20 cm concrete slab would amount to 60 MPa. The solution chosen was to reinforce the area with sheet metal bolted to the concrete, and to place a steel tie on the wall beam (Fig. 19).

Likewise, the uprights closest to the cantilever were observed to be subjected to very high axial compressive stress, generating much greater stress on the top of the bearing diaphragms than could be borne by the concrete. Here the option adopted was to embed shapes which, via a connection distributed along their entire length, afforded more diffuse concrete loading.

4.4. Standard connections

The construction design listed the basic criteria governing the standard connections, leaving geometric development to the metal works plant. The main nodes are listed below:

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

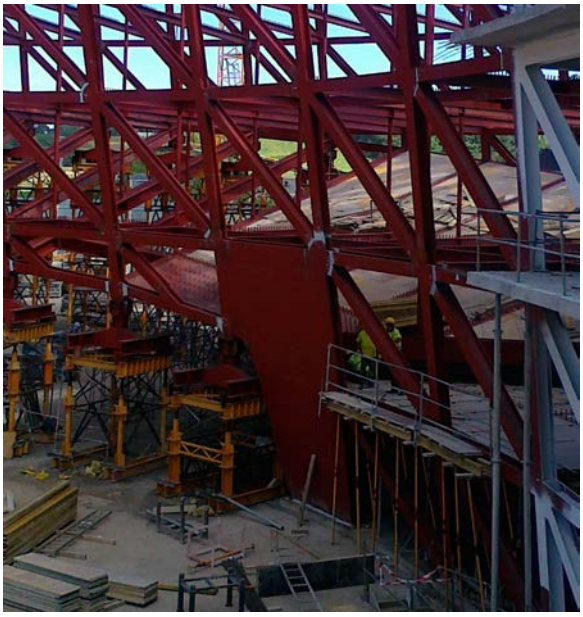


Figure 18. Reinforcing infill on the inner truss.

- *Standard truss node*: gusset receiving up to six bars whose thickness was determined as the dimension needed to receive the axial stress from the webs and flanges of the largest bar received. These doubly folded nodes were to accommodate the difference in the semi-angle between two consecutive radial axes. The folds were reinforced with stiffeners to distribute the deviation forces (Fig. 20).
- *Beam-column node*: partially hinged node designed to lower flexural stiffness substantially, and induce the appearance of a plastic hinge, indispensable to dissociate the primary from the secondary systems and minimise the appearance of parasitic loads.
- *Node between horizontal and sloped beams*: as above, some partial hinging was sought between the two elements to avoid secondary moments.

5. Manufacture and assembly

5.1. Geometric model for the structure

Early into the design phase, a need was acknowledged to position nearly all the structural members in radial and concentric vertical planes: i.e., truss uprights, inter-storey (horizontal) and sloped beams and inner columns were to be coplanar. That assumption greatly simplified stake-out and assembly, the design of coplanar nodes and the introduction of camber in the cantilever sections.

Moreover, many particularities were detected during the development of a precise geometric model for the building, some of which had been envisaged while others were revealed by three-dimensional modelling:

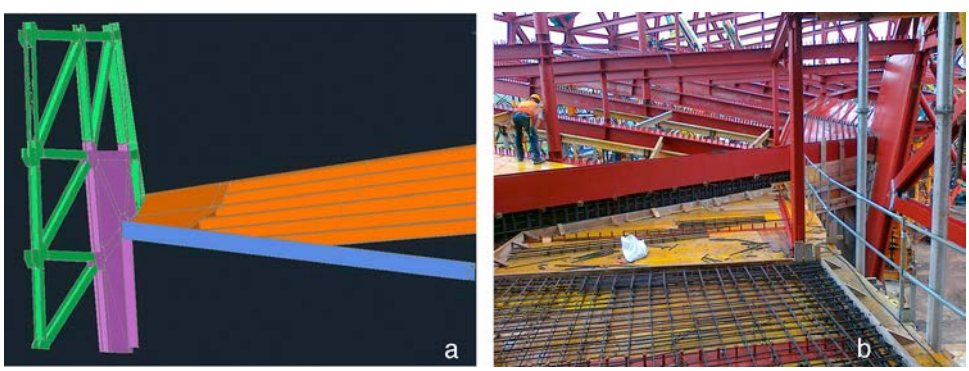


Figure 19. Reinforcing sheet metal on the bottom slab: 3D model simulation (left) and construction photograph (right).

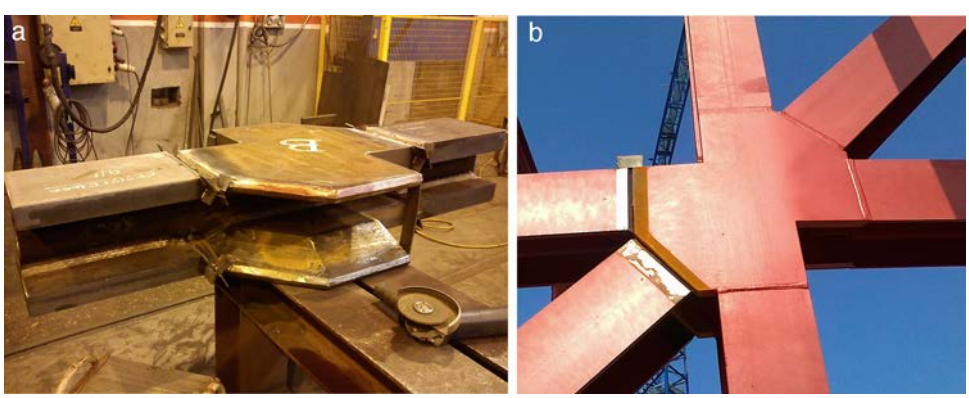


Figure 20. Standard truss node: workshop trial (left) and after on-site assembly (right).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

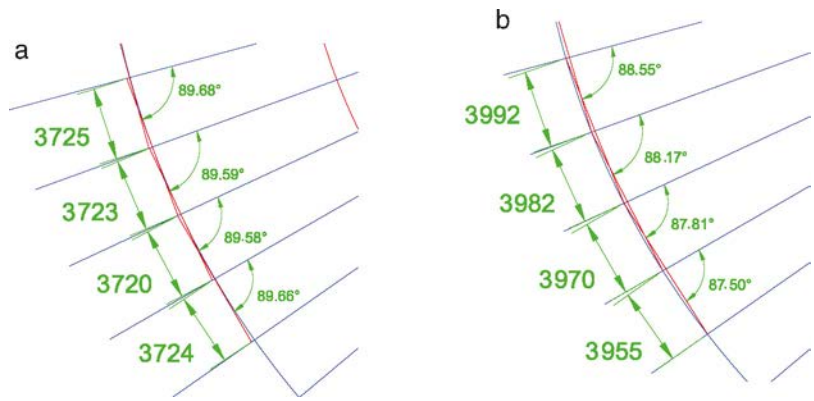


Figure 21. Modulation and angles in the outer truss between axes 3i and 7i on the fourth (left) and first (right) storeys.

- Although the storeys are elliptical, all the elements were designed to be rectilinear. That in turn entailed a translation of the centre of each storey, whereby cutting a cross-section in the ellipses through the bundle of axes resulted in module variability and differences in element dimensions (Fig. 21).
- The model showed that as the uprights are not generatrices of the cylinder, they formed a polygonal line. To facilitate construction, the straight line connecting their end points was taken as the basis for rectification.
- As a result of the foregoing and the fact that the design of the storeys resulted in ellipses whose centres were not aligned, the radial axis lines were not perpendicular to the contour. Given the aforementioned decision to use straight uprights and contain the structure in general in radial planes, the sides of the uprights were not contained in the surfaces parallel to the ellipse. Consequently, the angles of the folds on the gussets likewise mentioned above were not symmetrical, and indeed in some extreme cases one of the folds absorbed the entire angle, leaving the other edge straight.
- As the slanted and horizontal floor slabs meet at a fairly small angle (15°), the horizontal area formed at the overlap is large. These overlaps were defined during the engineering phase as the abutment between the top sides of the slabs. Given the finite size of the elements, however, the model showed that the actual connection between the steel components could deviate considerably from the theoretical intersection, necessitating specific revisions of each zone to adapt the design and calculations to geometric realities.

5.2. Other manufacturing-induced modifications

The tight construction schedule imposed by the building's owner called for optimising assembly procedures to expedite construction. Some of the areas where the metal works plant and the design engineer worked together are described below.

First, a specific study of each node type led to the adoption of a bolted solution in a fair percentage of the nodes, including: the vast majority of inter-beam nodes, both hinged and restrained, (barring the ones requiring welding, for reasons of capacity), all the column-beam nodes, and the inter-storey beam-truss nodes (Fig. 22).

The joints between truss elements were studied in great detail in light of their impact on manufacturing and assembly times. While the original continuous welding procedure for the truss nodes was maintained (for reasons of aesthetics and capacity both), a great deal of effort was put into optimising weld thickness, thanks to which 70% could be switched from full to partial penetration welds. The number of truss nodes requiring stiffeners was also optimised, and were conducted verifications of the sections in which the cope holes required to accommodate the thickness reduced the effective section of the web to the point of compromising its integrity. Slender platbands were designed to be placed over the welds to strengthen the axial capacity of the elements.

In addition, and perhaps more importantly, given the optimality of the solution, an exhaustive weld inspection plan was implemented by an outside quality control company. Only a very small percentage of the large sample inspected proved to be defective.

5.3. Assembly

The assembly procedure adopted by the metal works plant consisted in positioning alternating truss panels. Each panel, comprised two uprights and all their intermediate elements, was shipped from the plant fully assembled, along with separate elements to be placed between any two adjacent panels (Fig. 23).

Figure 22. Bolted beam and beam-column joints.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figure 23. First structural sector, including two opposite truss panels, beams, and intermediate columns, as it was hoisted into position.

As the inner skeleton was erected by fully assembled sectors, the structure grew radially rather than vertically. As a result, construction could proceed from the perpendicular axis of symmetry in four work sections: two towards the front end of the cantilever and two towards the rear.

Provisional propping was needed during the hoisting operation to ensure the transverse stability of the panels in the radial direction, and to receive the horizontal component of the load generated by the slope on these components (Fig. 24).

However, in a radial cross-section, given the slope on the cylinder, both trusses sloped in the same direction. Consequently, in the early stages of assembly, the erection of the inner structure did not suffice to stabilise the whole assembly. A protocol for removing the props was developed to prevent failure due to instability of the structure as a whole, while also reducing the assembly tolerance to offset the strain on the structure resulting from its deviation from the vertical.

5.4. Prop removal

In the cantilevered area the entire steel structure was assembled on shoring towers (Fig. 25). Two main unknowns were addressed with a view to ensuring safe prop removal conditions:

- appraisal of the initial reactions;
- implementation of a process that would not place excessive loads on the provisional towers, the foundations built specifically for them or the truss bars themselves, which in the front areas were very slender in light of the small stress to be ultimately borne.

Figure 24. Hoisting the first truss panel: note the provisional props used to stabilise the structure during erection.

A sensitivity analysis of the parameters affecting the distribution of reactions was conducted to appraise the reactions and expected strain as precisely as possible. The findings showed that significant differences could arise depending on:

- the value of the G-modulus of the transverse strain adopted;
- the off-sets assumed for the truss bars;
- the axial flexibility of the shoring towers;
- construction progress.

In contrast, the early age modulus of elasticity was found to have a scant impact, inasmuch as fairly insignificant sections of slab would be cast a short time prior to prop removal.

On the grounds of this preliminary analysis, an initial model was established whose most prominent characteristic was the adoption of a variable distribution for the G-modulus depending on the areas subjected to the greatest shear stress. The initial reactions to prop removal were generated from the initial model. At the same time, the allowable reaction limits were obtained,

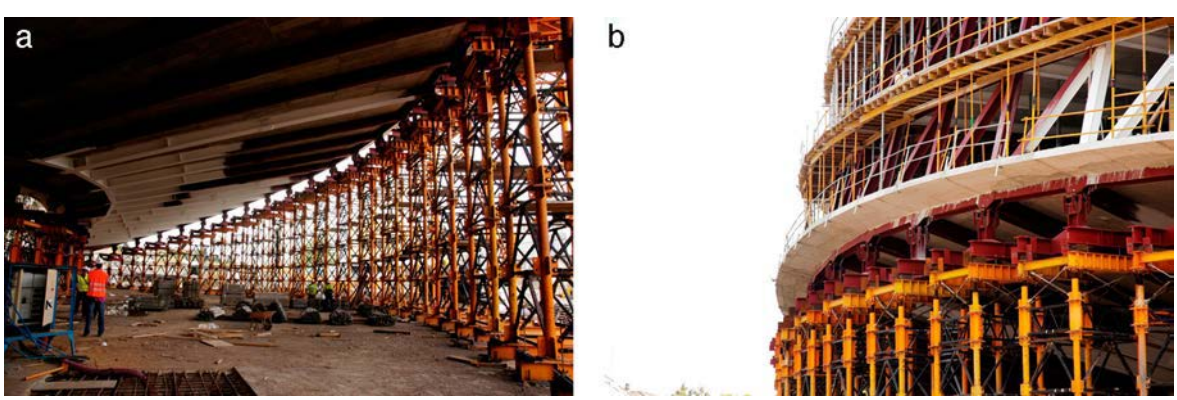


Figure 25. Alignment of the outer truss resting on provisional shoring towers.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

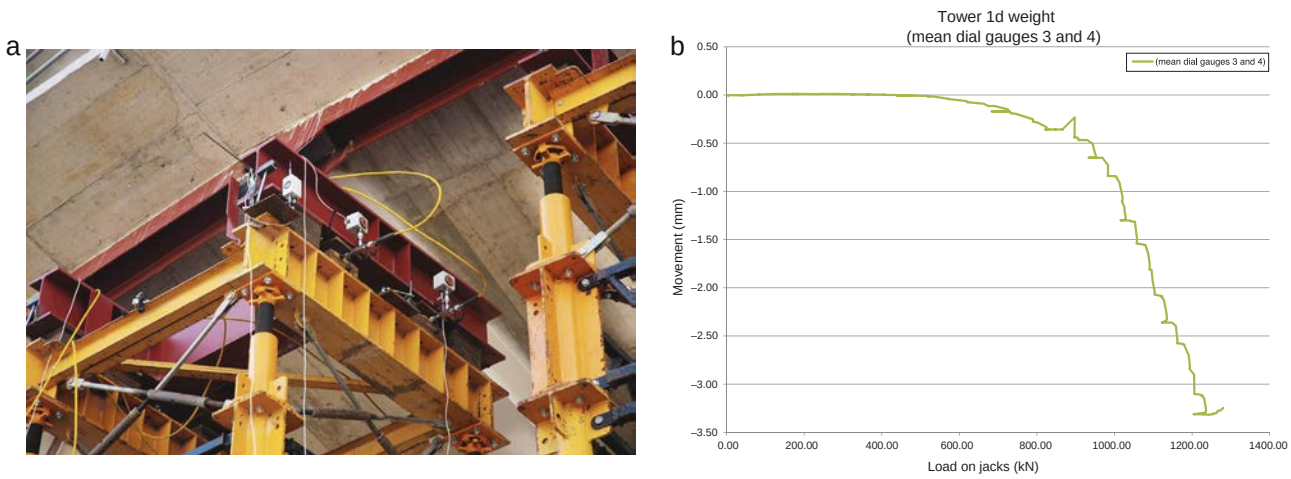


Figure 26. Weighing: shoring tower base fitted with jacks and dial gauges (left); *F–d* diagram plotted with readings taken during the operation (right).

determined primarily on the grounds of the bearing capacity of the foundations built for the shoring towers.

When 6 of the total 33 columns were weighed to validate the theoretical reactions estimated, the results were somewhat scattered. Weighing was conducted in much the same way as in works to widen the spans in flyovers [11], using dial gauges to measure the movement in the structure when subjected to pressure from the hydraulic jacking system. The graph in Figure 26 plots weight against movement (*F–d* curve). Note that, when the load borne by the tower was reached, the slope on the *F–d* curve varied drastically.

After the theoretical reactions were validated, prop removal adjustments were undertaken. From the outset, it was obvious that the procedure designed would have to provide for the gradual descent (and loading) of the structure, in which the shoring towers would have to afford some degree of support. The large number of provisional towers (33 in all) and the small overloads that could be assumed by each and its foundations (around 2.5 times the initial reaction) ruled out the simple gradual removal of the towers.

The alternative consisting in the partial lowering of the props was likewise unworkable, given the stiffness of the structure the expected descent after the release of a support was always less than 5 mm, a magnitude extremely difficult to control in practice.

The solution ultimately stemmed from the observation that when any single tower was removed, the load was distributed among the rest in keeping with the stiffness of the adjacent towers. Since the tower height declined progressively from the cantilever to the springing line, elements closest to the latter assumed higher loads, although the load transferred to the supports at the outermost end of the cantilever was not negligible.

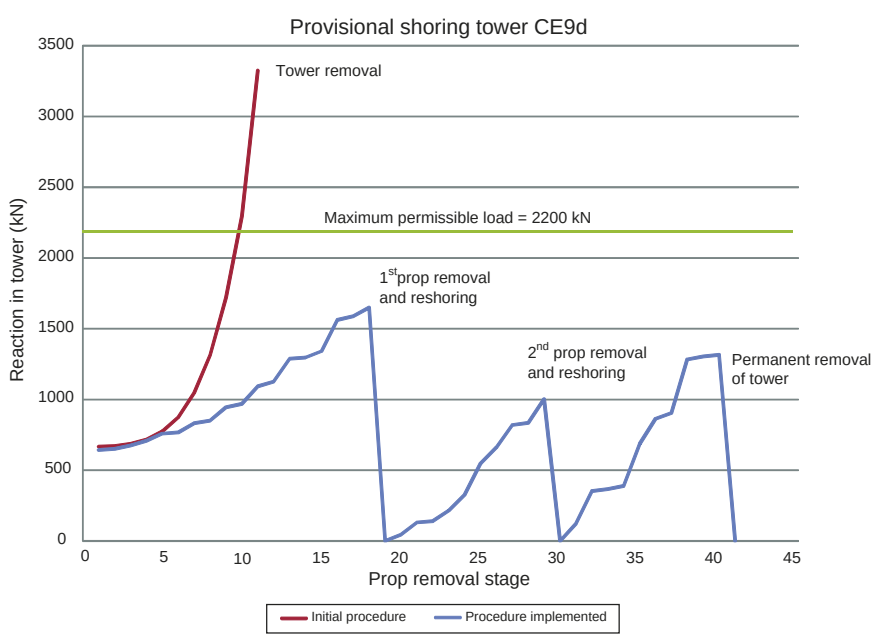


Figure 27. Estimated reaction in one shoring tower during the various prop removal procedures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figure 28. Front view of tower after construction of façade.

Figure 29. Indoor view of building showing inner truss and two rows of inner columns.

In light of the foregoing, a system was devised in which the existing reaction could be relaxed with load transfer and reshoring operations, and the loads gradually conveyed to the permanent supports. Two load transfer and reshoring operations were conducted for each provisional support prior to its permanent removal, as depicted in Fig. 27. In addition, the three groups of operations (two load transfers, and reshorings, and one permanent prop removal) were overlapped, to prevent the reactions from generating an excessive rebound in the direction of the cantilever.

Prop removal, conducted as described above, was monitored throughout by measuring five additional parameters:

- the reaction in the jacks on the tower to be withdrawn as soon as the chocks could be moved and immediately after they were released;
- the distance the structure descended after the jacks were relaxed;
- the chocks removed when the structure was re-shored;
- weight of a tower adjacent to the tower to be removed, before and after release of the latter, to determine the load increase;
- topographic data of the structure at the end of each day.

As would be expected, the scatter found in the measurements of these five parameters was not negligible. Nonetheless, the movements in the tower released provided a good fit to the initial estimate, while the reaction and topographic data were somewhat more widely scattered. After the operations, the cumulative descent at the high point of the cantilever came to 63 mm, i.e., less than 10% of the theoretical value.

These prop removal operations marked final completion of the structure, just 15 months after the preliminary studies had begun [12].

6. Conclusions

The construction of a new corporate headquarters called for the design of an iconic building recognisable by employees, customers, visitors and society at large. That objective was indisputably met by the architectural team (Figs. 28 and 29). The structural challenges stemming from a design with visual impact must be confronted with criteria of structural efficiency, constructional rationality, and minimal effect on architectural functionality. By applying conceits such as 'megastructure' as in this project, major structural challenges can be addressed with the intelligent use of the potential and resources deriving from the architectural form. Thanks to close cooperation among all project participants during the conceptual design, development, and construction phases, highly efficient use was made of all the available resources to erect the building without forfeiting a single line of its unique design.

List of participants

Owner: ORONA;
Architectural design: ORONA and LKS Ingeniería;
Structure: MC2 Estudio de ingeniería;
Construction: Mariezcurrena (concrete structures), URSSA (steel structures);
Weighing, prop removal control: INTEMAC and BETAZUL.

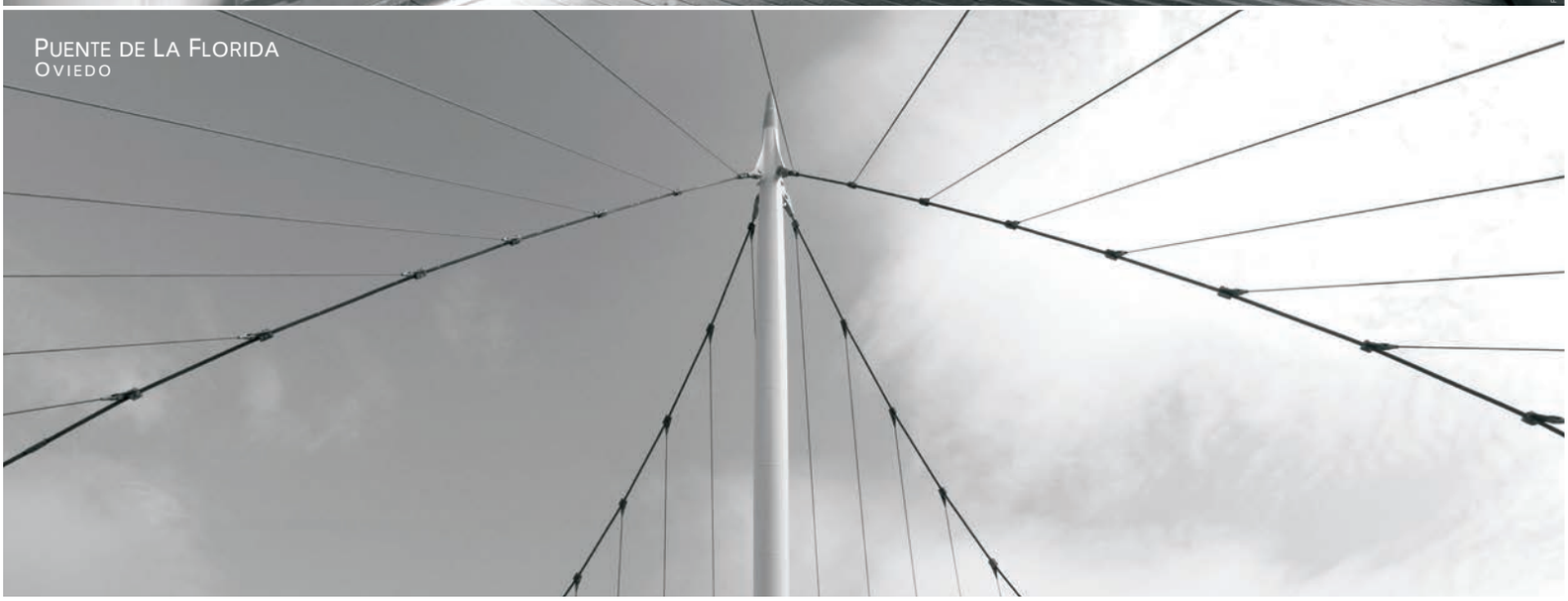
References

[1] Orona Ideo. Available from: www.orona-ideo.com (accessed 22.07.15).
[2] BREEAM® ES, Orona recibe el primer punto de innovación BREEAM en España. Available from: http://www.breeam.es/index.php/comunicacion/noticias/item/105-orona-recibe-el-primer-punto-de-innovacion-breeam-en-espana (accessed 22.07.15).
[3] Construction21 España, Orona IDeO – Innovation City. Available from: http://www.construction21.org/espana/case-studies/es/orona-ideo—innovation-city.html (accessed 22.07.15).
[4] D. Rodríguez Muñoz, G. Ladrón de Guevara, Mega-structural concepts applied to special buildings, in: 37th IABSE Symposium, Madrid, 2014.
[5] J. Martínez-Calzón, Treatment of the form in structural engineering, in: 1st International Conference on Structures & Architecture, Guimarães, 2010.
[6] J. Martínez Calzón, C. Castañón Jiménez, Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghái, Hormig. Acero 64 (2013) n° 269, p. 5–29.
[7] J. Martínez Calzón, L. Ceriani, P. Bartalotta, Estructura sobre rasante de la torre Diagonal ZeroZero, Hormig. Acero 63 (2012) n° 265, p. 7–32.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

[8] J. Martínez Calzón, Á. Serrano Corral, Nuevas líneas de diseño estructural: los teatros del canal en Madrid, Inf. Constr. 58 (2006) n° 504, p. 65–66.
[9] J. Martínez Calzón, G. Ladrón de Guevara, D. Rodríguez Muñoz, P. Bartalotta, M. Palacios Lloret, Orona Zero Building, SEI (2014) 53–57.
[10] J. Martínez-Calzón, J. Ortiz, Construcción mixta hormigón-acero, 1st ed., Rueda, Madrid, 1978, pp. 910.
[11] J. Martínez-Calzón, Ampliación de las luces de 14 pasos superiores continuos postesados para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la Autopista A-7 Barcelona-La Junquera. Tramo: Hostalric-Maçanet, Inf. Constr. 46 (1994) n° 431, p. 5–25.
[12] D. Rodríguez Muñoz, G. Ladrón de Guevara, El Edificio Orona Zero, in: VI Congreso de ACHE, Madrid, 2014.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025



Arenas & Asociados
www.arenasing.com

Marqués de la Ensenada 11, 3º 39009 Santander Tfno. +34 942 31 99 60
Eduardo Dato 21, Bajo 28010 Madrid Tfno. +34 91 702 54 78
Camino Real 1121, Oficina 409 Lima Tfno. +51 1 637 41 05

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276):103–118
www.e-ache.com

Original

Puente arco intermedio de las Llamas en Santander

Las Llamas intermediate arch bridge in Santander

Miguel Sacristán Montesinos * y Guillermo Capellán Miguel

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados, S.L.P., Santander, España

Recibido el 31 de marzo de 2015; aceptado el 3 de agosto de 2015
Disponible en Internet el 1 de octubre de 2015

Resumen

El Puente de las Llamas se sitúa en Santander y cruza sobre el Parque Atlántico, dando acceso a la Universidad desde la carretera de entrada principal a la ciudad. El puente proyectado es un arco intermedio con una luz principal entre estribos de 102 m. El arco central vuela 7,8 m sobre el tablero en una longitud de 60 m, continuando bajo el mismo con 2 pies inclinados rectos hasta unas rótulas separadas 81,6 m. Los pies inclinados continúan enterrados hasta alcanzar la cimentación en la roca 9 m más abajo. Los arcos están hechos en hormigón blanco autocompactante HA-60. La conexión entre el arco y el tablero se realiza mediante péndolas de barra de acero inoxidable. El tablero está compuesto por un cajón central con 2 voladizos laterales de 9 m soportados por jabalcones prefabricados. El espacio abovedado resultante de las aperturas finales del arco alberga un carril bici central.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente urbano; Arco intermedio; Hormigón blanco; Alta resistencia; Autocompactante

Abstract

Las Llamas' Bridge is settled in Santander and crosses over the Atlantic Park, giving access to the University from the main entrance road to the city. The designed bridge is an intermediate arch bridge with a main span between abutments of 102 m. The center arch crosses 7.8 m high over the deck in a length of 60 m, continuing beneath the deck with two straight inclined legs reaching its bearings on hinges 81.6 m apart. The inclined legs continue underground until they reach its foundation on the existing rock bed 9 m below. Arches are made of self-compacting white concrete C-60. The connection between arch and deck is materialized by means of stainless steel rod hangers. The deck is organized in a central box girder with two lateral cantilevers of 9 m supported on inclined precast elements. The vaulted central reservation passing through the arch end openings holds a bicycle path.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Urban bridge; Intermediate arch; White concrete; High strength; Self-compacting

1. Emplazamiento y antecedentes

El nuevo Puente de las Llamas, en Santander, materializa una nueva conexión transversal que une el Campus de la Universidad de Cantabria en la Avenida de los Castros con la Avenida de la Constitución, como arteria principal de acceso a la ciudad en su zona norte de entrada al entorno de las playas del Sardinero y los nuevos núcleos de viviendas en esta ubicación. La ciudad de Santander, con un esquema esencialmente lineal, se desarrolla siguiendo unos ejes principales este-oeste, y necesita conexiones transversales norte-sur como la presente que sirvan para salvar los obstáculos de promontorios y vaguadas que configuran su relieve. En este caso, el obstáculo a salvar es la vaguada de las Llamas, un espacio históricamente perdido de la ciudad entre la Universidad y la zona residencial de Valdenoja al norte, mezcla de humedal y escombrera. Este espacio fue magníficamente recuperado en 2007 mediante la creación de un gran parque de un kilómetro de largo y unos 200 m de anchura, el Parque

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: msacristan@arenasing.com (M. Sacristán Montesinos).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.08.001
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 10/12/2025

Atlántico de las Llamas [1], obra de los arquitectos Batlle y Roig, que consigue conjugar los valores paisajísticos y naturales de los humedales con los espacios para el uso recreacional y deportivo, de contorno rectilíneo quebrado delimitado por terrazas escalonadas, consiguiendo muy buena aceptación en la ciudad. La nueva conexión transversal mediante un puente va a servir como telón final de este parque sin interrumpirlo, ya que se prevé en un futuro su prolongación en un tramo de similares dimensiones.

El presente proyecto del Puente de las Llamas es la actualización del proyecto del Ministerio de Fomento que con fecha mayo de 1999 afrontaba el mismo objetivo antes de la existencia del Parque. Su actualización es necesaria no solo para adaptarse a la nueva normativa [2] y actualizar los materiales y sus precios, sino también porque estas nuevas condiciones del emplazamiento requieren modificaciones en el diseño y en la concepción del puente. En este sentido se modifica el trazado de los viales, y también la configuración de la estructura del puente de la Vaguada de las Llamas, que aumenta su anchura incluyendo un carril bici y mayores aceras, y modifica y actualiza su diseño sin alterar la tipología de puente arco del diseño original.

El nuevo proyecto se redacta con fecha de agosto de 2008, comenzando su ejecución en obra en diciembre de 2009 para finalizar en mayo de 2011. El Puente de las Llamas es un diseño de Arenas & Asociados, responsable también de la dirección de obra de este puente promovido por el Ayuntamiento de Santander.

2. Diseño del nuevo proyecto

La nueva conexión transversal aprovecha un estrechamiento de la vaguada para unir ambos márgenes en una zona que permite disponer una estructura de aproximadamente 100 m de longitud.

El diseño de 1999 era un puente arco de 100 m de longitud que con la ayuda del arco salvaba un vano principal central de 66 m sobre el Parque (fig. 1). El puente apoya bajo el tablero mediante una célula triangular asimétrica en cada extremo que permite un funcionamiento de tipo *bowstring*. El arco se sitúa en mediana abriéndose para acoger una acera central con las calzadas laterales en voladizos, para una anchura total de 20,2 m.

La nueva situación de proyecto parte de unas condiciones diferentes en el emplazamiento y de un programa funcional diferente. La nueva red de carriles bici de la ciudad lleva a disponer un carril bici de al menos 2,5 m de ancho sobre el puente, a sumar al espacio de aceras necesario. Además, el emplazamiento ha cambiado y el espacio marginal, que llevaba a disponer la acera en mediana sin vistas al exterior, se ha convertido en el actual Parque Atlántico, con gran valor paisajístico. Por tanto, la nueva sección dispone 2 aceras en los laterales de 2,3 m de ancho, y reserva el espacio útil en mediana de 3 m al carril bici, que discurre por el interior del arco central, para una anchura total de 24,7 m.

Por otro lado, en cuanto al diseño en alzado se considera que lo deseable es dejar una apertura central del orden de 80 m totalmente libre de pilas o elementos construidos, para garantizar la continuidad formal, funcional y visual del Parque Atlántico bajo el puente. Esto lleva a modificar la geometría de la solución arco, prolongándolo mediante pies inclinados que penetran en el terreno hasta llegar a la cimentación en roca, resultando un funcionamiento de arco intermedio clásico apoyado en el terreno. Los arcos discurren en 60 m sobre el tablero, poseen sendas rótulas separadas 81,6 m antes de penetrar en el terreno, y continúan enterrados hasta llegar a la roca para una luz de 102 m, coincidente con la longitud entre ejes de apoyo en estribos.

Otro de los objetivos principales del diseño es evitar que el espacio bajo el puente se convierta en una zona sombría. Para ello se dispone el fondo de tablero a una altura de más de 7,40 m sobre el terreno, limitando el canto de la estructura a 2,25 m, y se adopta una sección transversal con un cajón central estrecho de 5,8 m y grandes voladizos laterales de 9 m con canto, reduciéndose al mínimo en los bordes de tablero, permitiendo así la entrada lateral de luz. Estos grandes voladizos se resuelven mediante piezas de jabalcones prefabricados que poseen aperturas desde las que realizar la iluminación de la parte inferior del puente en tiempo nocturno.

La iluminación nocturna del puente tanto a nivel funcional y artístico en el nivel superior, y la iluminación del espacio inferior y los pies inclinados, es una preocupación en el diseño del proyecto desde el inicio. Se evita la colocación de báculos, y los puntos de luz se integran en el pasamanos de barandilla de aceras y en la barrera de calzada.

De cara a integrar la estructura en el Parque Atlántico, se realiza un tratamiento de los estribos con jardineras escalonadas prolongación de las existentes en el parque, de forma que se perciben como una prolongación de los bordes del mismo.

Por otro lado, el puente se plantea en hormigón blanco para conseguir la mejor durabilidad e imagen con el menor mantenimiento. En este sentido los tirantes de péndolas se materializan con barras de acero inoxidable, y la solución en estribos es semiintegral, sin junta de dilatación.

Para hacer realidad el proyecto se hace frente a los distintos problemas constructivos y de cálculo, para conseguir una estructura con las mejores condiciones de ejecución y durabilidad. Algunas de las singularidades asociadas a la obra son la necesidad de un recinto de tablestacas y pantalla de micropilotes en cada uno de los estribos para la ejecución de las cimentaciones, la ejecución del cajón pretensado sobre cimbra, la concepción y puesta en obra de los voladizos prefabricados, la ejecución de los arcos y su puesta en carga, etc.

Algunos elementos importantes de acabados son el pavimento de aceras de madera compuesta tecnológica, las barandillas de vidrio laminado, el drenaje oculto mediante canaletas en acera, o el remate triangular metálico de imposta en borde de tablero.

3. Descripción de la estructura

Este puente arco de hormigón blanco de alta resistencia tiene una longitud total en un único vano de 102 m entre apoyos en estribos y apoyos finales de la cimentación de los arcos en el sustrato rocoso. La tipología del puente puede clasificarse como arco de tablero intermedio (fig. 2). El arco vuela sobre el tablero en un tramo central de 60 m y continúa bajo el mismo con pies inclinados rectos hasta alcanzar los apoyos en rótula

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

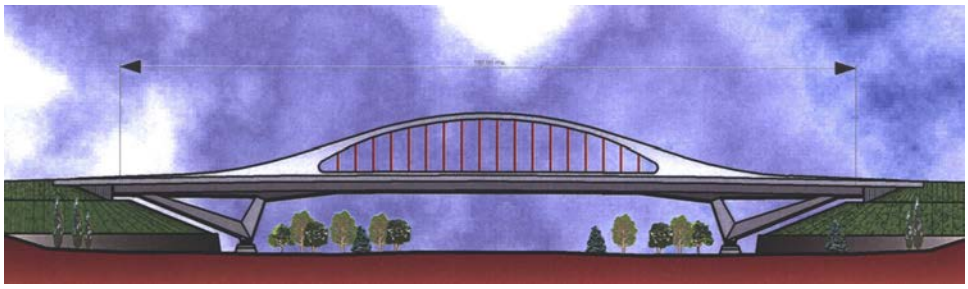


Figura 1. Diseño de 1999 de Juan José Arenas para el Puente de las Llamas.

intermedios. La separación entre rótulas de apoyo es de 81,6 m. Los pies inclinados continúan enterrados tras las rótulas hasta alcanzar el apoyo en la cimentación directa sobre roca entre 8 y 9 m bajo rasante, con una luz total del vano de 102 m.

Desde un punto de vista funcional, el tablero de 23,6 m de ancho útil soporta 2 calzadas de 6,5 m, una mediana central de 5,2 m, que incluye la estructura del arco y un carril bici de 3 m, y las aceras laterales de 2,3 m (fig. 3).

A continuación se abordan las características principales de cada uno de sus elementos.

3.1. Cimentación

La cimentación del puente es directa en el sustrato rocoso que se encuentra a mayor profundidad en el centro del valle y a unos 8 m bajo el terreno natural en estribos, ya que tiende a aflorar en las laderas. El estrato resistente está formado por alternancia de calizas margosas y margas grises, con una tensión admisible de 0,6 N/mm^2.

La cimentación en ambos extremos está formada por un macizo único de reacción que recibe la carga vertical de la pila estribo y la carga inclinada de los pies inclinados enterrados en prolongación de los arcos. Estos macizos poseen dimensiones de 15 m de anchura, 6 m de lado y 4,70 m de profundidad máxima, disponiendo una cara de reacción horizontal de 2,50 m y una cara de reacción inclinada a 45° de dimensión 3,50 m en planta. Estos macizos se cajean en roca. Para hacer posible su excavación, en cada uno de los estribos 1 y 2 es necesario ejecutar una pantalla de micropilotes y un recinto de tablestacas, respectivamente, para no afectar a los elementos circundantes, tal y como se explica en un apartado posterior.

La transmisión de las cargas horizontales del arco al terreno evita al tablero asumir las tracciones asociadas a este empuje y reduce fuertemente los esfuerzos y el pretensado necesario.

3.2. Pies inclinados

Los pies inclinados son los elementos por los cuales los arcos se prolongan por debajo del tablero hasta llegar a la cimentación enterrada. Estos elementos tienen una directriz recta inclinada con un ángulo de 35°, y en ellos se distinguen varios tramos. Hay un primer tramo inferior de puntal enterrado de sección 9,0 × 1,20 m y longitud aproximada 10 m que arranca en la cimentación. Este tramo se remata con un zócalo sobre el terreno en el que se materializan 2 rótulas [3]. Desde este punto los pies inclinados se separan en 2 como prolongación directa de los arranques del arco y poseen una sección trapecial de canto y anchura variable, con canto que varía entre 81 y 154 cm, y anchura que varía desde 129 a 147 cm. Estos elementos se materializan con hormigón HA-60, mientras que el puntal enterrado se ejecuta en hormigón HA-35. Las rótulas metálicas [4] son piezas de acero fundido de límite elástico 600 MPa y tensión de rotura 800 MPa con contacto en una arista de lado 1.350 mm mediante una superficie cilíndrica de radio 450 mm y ancho 120 mm (fig. 4).

3.3. Arco superior y péndolas

Los arcos se desarrollan por encima del tablero en una longitud de 60 m. Están formados por 2 secciones rectangulares de ancho y canto variable que se disponen en planos levemente inclinados hacia el interior. En la zona central una lámina de hormigón une los 2 arcos formando una bóveda continua que los solidariza. La abertura apuntada que queda en cada extremo sirve de pórtico de paso para el carril bici que discurre en el interior. Los arcos son de hormigón HA-60 blanco autocompactable para facilitar su puesta en obra con encofrado y contraencofrado. Las dimensiones varían de un canto de 120 cm en arranques a 60 cm en clave, y una anchura entre 66 y 78 cm para cada sección rectangular.

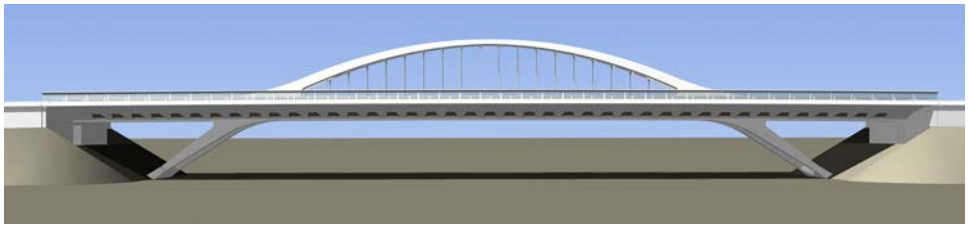


Figura 2. Infografía en alzado del nuevo Puente de las Llamas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

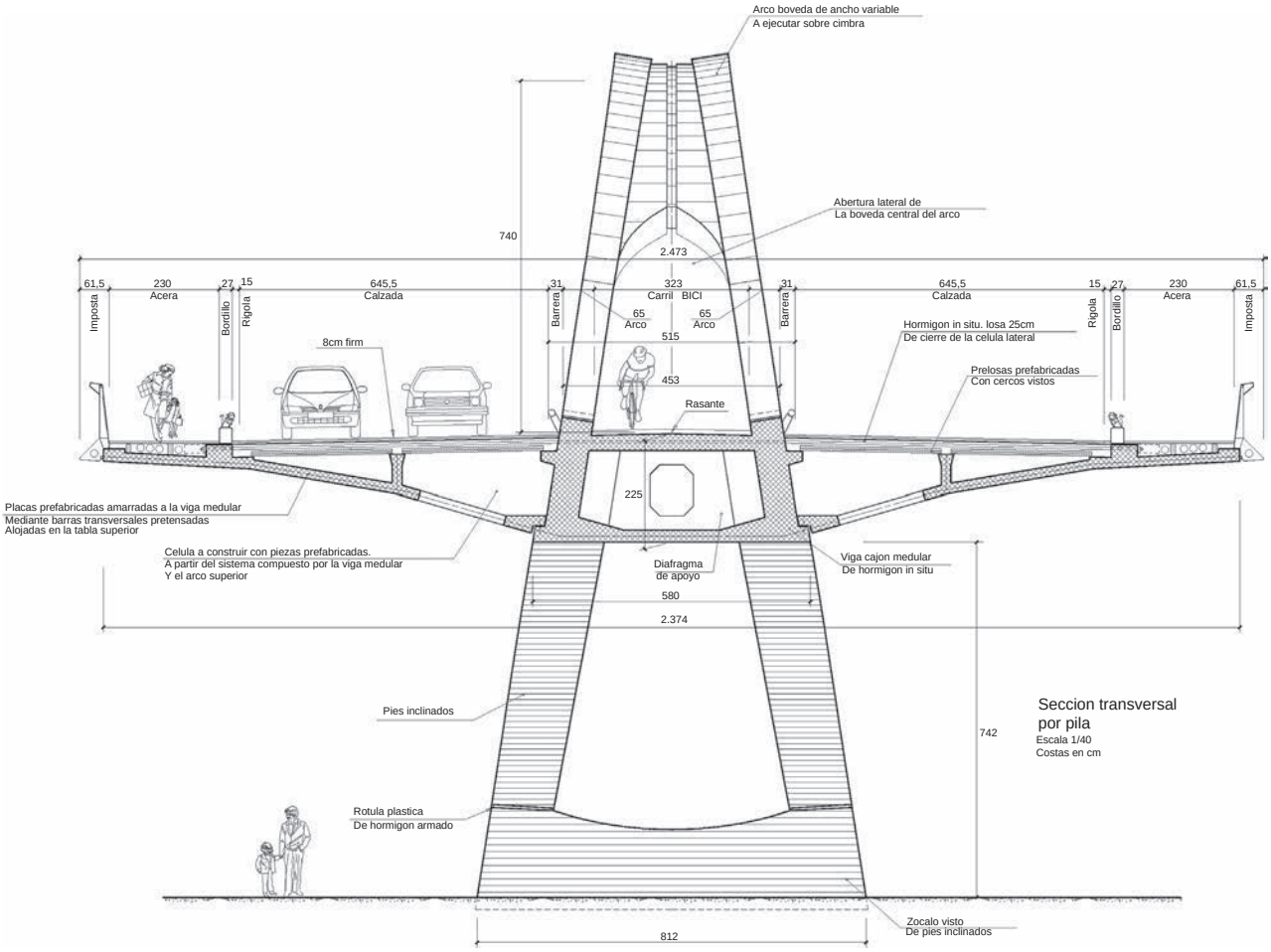


Figura 3. Sección del nuevo Puente de las Llamas.

Las péndolas se sitúan en los planos inclinados en el eje de cada arco, hasta completar 18 parejas de péndolas dispuestas cada 2,40 m. Las péndolas son de tipo barra de acero inoxidable S460 de diámetro 64 mm. Las péndolas se anclan por medio de palastros superiores pasivos con conectadores embebidos en el hormigón, y por medio de unas placas inferiores de anclaje que sirven para el tesado por medio de 4 barras pretensadas de 25 mm de diámetro por péndola que se anclan en la cara inferior de las almas del cajón central (fig. 5).

3.4. Cajón de tablero

El cajón central de tablero de hormigón pretensado HP-45 posee un canto de 2,25 m y un ancho máximo inferior de 5,80 m. Las almas laterales de 66 cm coinciden con los planos inclinados de arcos y les dan continuidad de manera directa. En los laterales sobresalen los tetones de apoyo de voladizos prefabricados y prelosas de voladizos ejecutados en una fase posterior. La tabla inferior tiene un canto de 25 cm con acartelamientos laterales, y la tabla superior posee un espesor máximo de 34,7 cm, ya que se ve atravesada por el pretensado transversal que sirve para el sostenimiento de los voladizos. El pretensado longitudinal discurre por las almas y está formado por 2 planos de 3 tendones en cada alma (12 tendones en total) de tipo 19 cordones de 0,6”, como vemos con más detalle más adelante. El cajón solo posee diafragmas en estribos y pilas, con un paso de hombre en los diafragmas de pilas para utilización durante la ejecución (fig. 6).

3.5. Voladizos de tablero

Los voladizos de tablero de 9,0 m se materializan por medio de piezas prefabricadas de hormigón HA-45 de 239 cm de lado y longitud 924 cm, de espesor tipo 20 cm (fig. 7). Las piezas poseen aperturas de dimensiones máximas 170 × 186 cm que sirven como aligeramientos y como puntos desde los que se realiza el alumbrado inferior. Estos elementos de jabalcones inclinados sirven como pieza comprimida del voladizo, mientras la losa superior pretensada conforma el tirante superior traccionado. Los jabalcones poseen un perfil levemente quebrado en un punto en el que se dispone un tabique intermedio que sirve de apoyo a las prelosas superiores dispuestas en 2 hileras con dimensiones 295 × 79 cm, ya que se disponen 3 filas de prelosas por jabalcón para facilitar su colocación. El pretensado transversal que permite la colocación y la precompresión de la losa superior está formado cada 2,4 m por 4 barras de diámetro 32 mm y acero 835/1.030 N/mm^2, tesadas a una fuerza inicial de 580 kN por barra. Estas piezas tienen su antecedente en el puente sobre

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

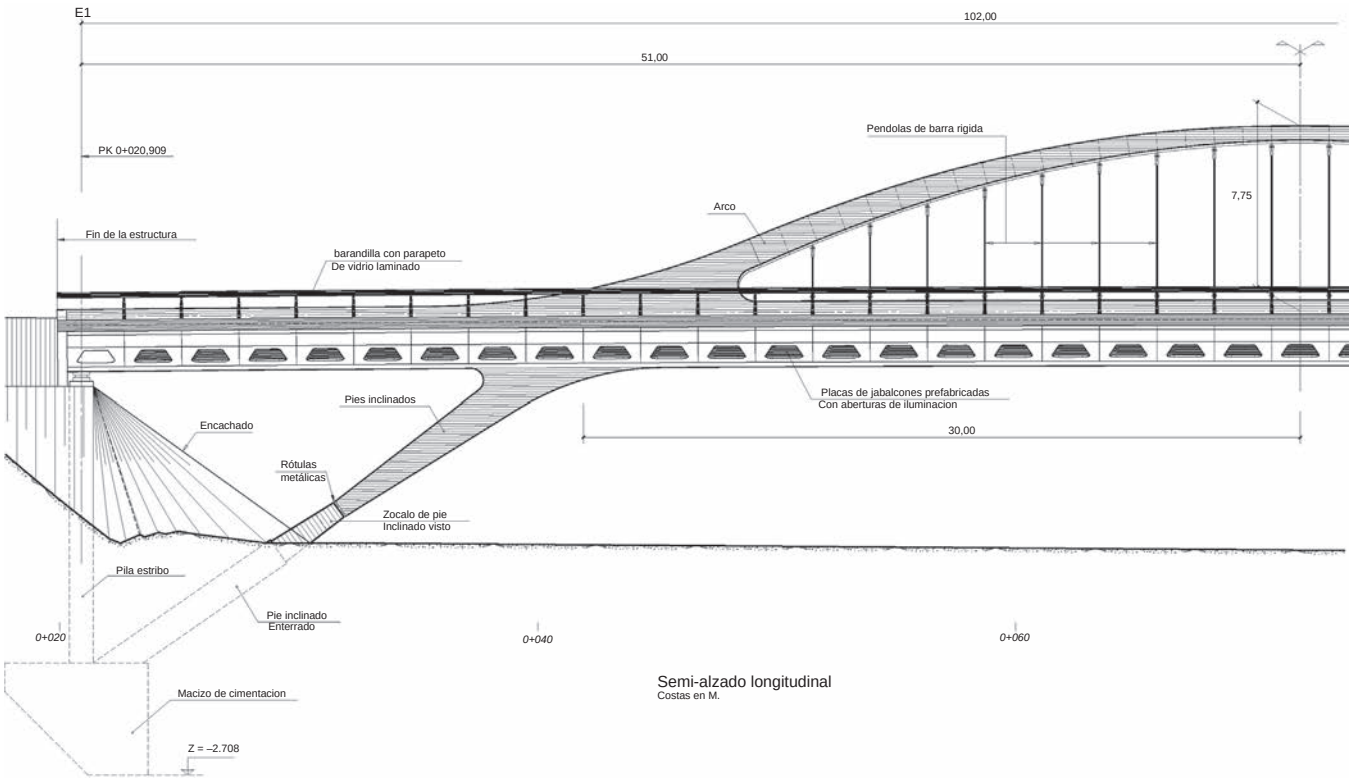


Figura 4. Semialzado del nuevo Puente de las Llamas.

el río Tormes en Salamanca, diseño de Juan José Arenas [5], si bien con mayores dimensiones de voladizo y aperturas.

3.6. Pilas-estribo

Los vanos extremos de tablero de 21 m se apoyan sobre las pilas estribo finales separadas 102 m y coincidentes en vertical con la cimentación de los arcos. Estas pilas estribo son pantallas de 6,0 m de lado y 100 mm de espesor sobre las cuales se apoya el tablero mediante apoyos elastoméricos armados rectangulares de dimensiones 500 × 600 × 115 mm. Estas pilas poseen una altura de 11,75 y 13,99 m en los estribos 1 y 2, respectivamente, de los cuales aproximadamente 7 m discurren sobre el terreno y la altura restante penetra en el terreno hasta alcanzar la cimentación. En los laterales de las pilas estribo la misión de contención de tierras del terreno del trasdós se realiza por medio de un muro de escollera que posteriormente queda oculto por las jardineras escalonadas del parque. Se trata de un estribo semiintegral debido a los reducidos movimientos que se producen finalizada la ejecución; la misión de contención de tierras en la altura del tablero la realiza un diafragma colgado unido al propio tablero. De esta forma se evita disponer el murete de guarda y junta de dilatación entre este y el tablero. Solo se dispone un relleno localizado de mástic en el pavimento en esta zona para evitar la aparición de fisuras. La losa de transición se dispone en el trasdós de este diafragma de tablero.

Figura 5. Vista general nocturna del Puente de las Llamas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

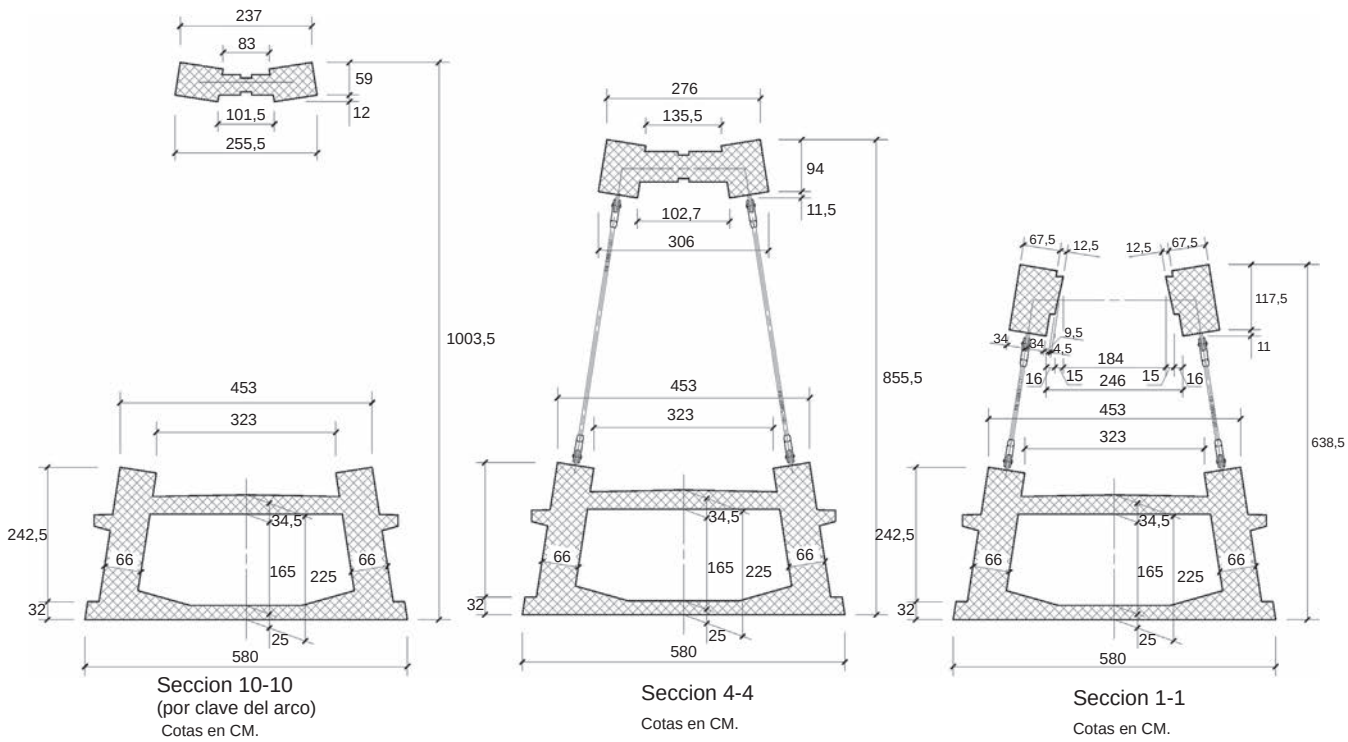


Figura 6. Secciones tipo representativas de cajón central y arcos.

4. Cálculo de la estructura

El cálculo se realiza por medio de modelo de elementos finitos global tridimensional con elementos de tipo barra (fig. 8). Este cálculo se completa y contrasta con modelos de elementos superficiales utilizados para el dimensionamiento de jabalcones prefabricados y losas de voladizos; del conjunto de cimentaciones directas en roca, pies inclinados y pilas estribo; de las piezas metálicas de anclaje de péndolas inferiores y superiores, etc.

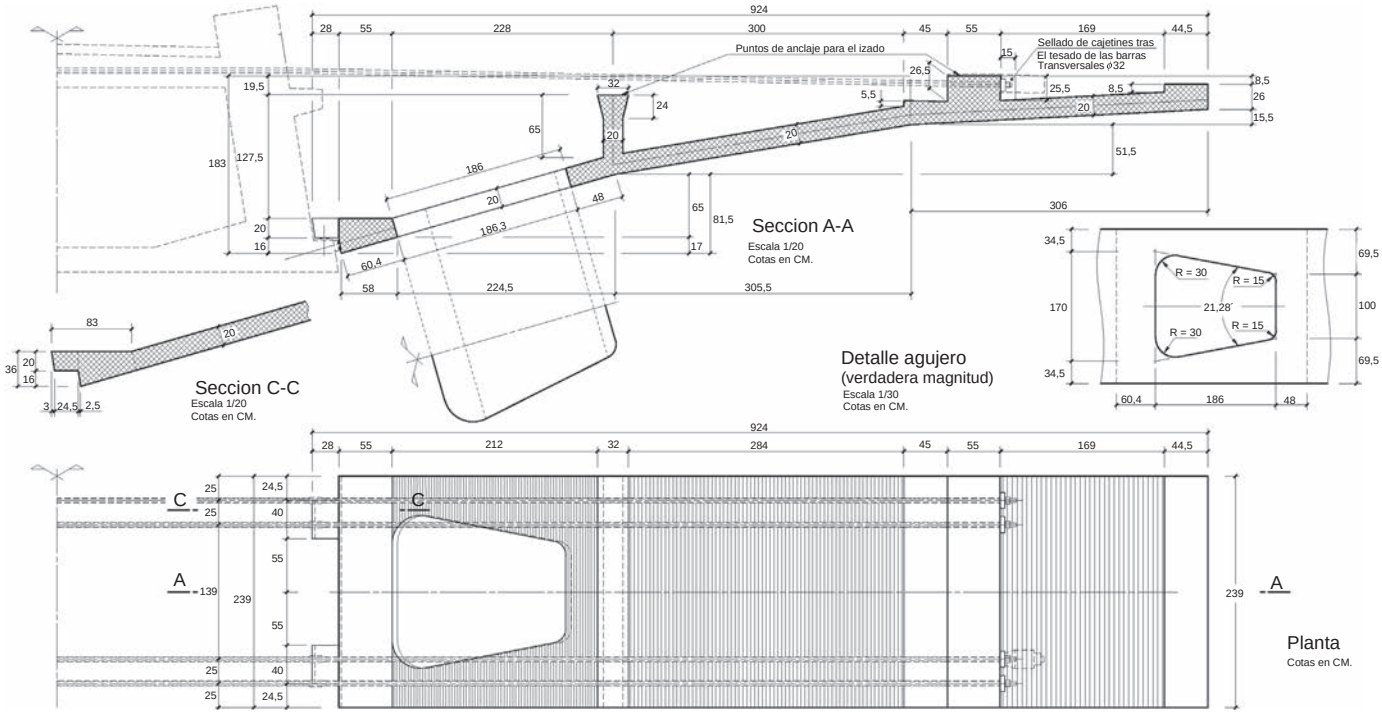


Figura 7. Definición de las piezas prefabricadas de voladizos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

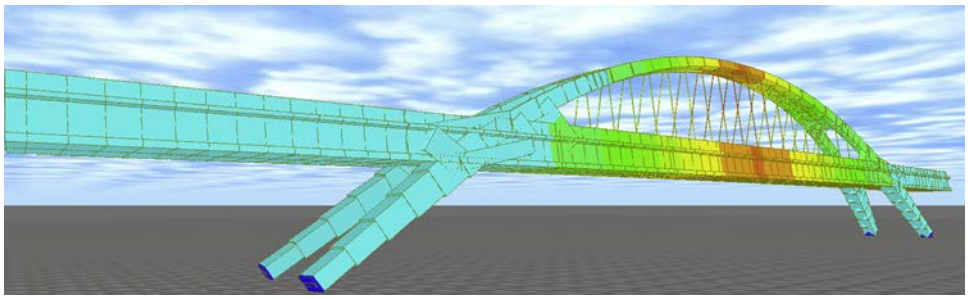


Figura 8. Vista del modelo de cálculo de la estructura.

El modelo de cálculo tiene en cuenta las fases de ejecución de la estructura evolutiva, distinguiendo 3 esquemas principales:

- CS1: ejecución sobre cimbra de pies inclinados, tablero y arco. Sobre este esquema se aplican las cargas iniciales de tesado de péndolas y pretensado de tablero.
- CS2: tablero y arco descimbrado, sobre el que se introducen los voladizos prefabricados y el peso muerto de hormigonado de losas de voladizos.
- CS3: esquema final de sección completa de tablero sobre el que se aplican la carga permanente y el resto de cargas y sobrecargas, considerando la situación a corto y a largo plazo.

4.1. Materiales

Como ya se ha mencionado, los materiales principales utilizados son:

- HA-30 en cimentaciones: 662,25 m^3.
- HA-35 en puntales inclinados enterrados y pilas estribo: 365,65 m^3.
- HA-45 blanco en tablero y piezas prefabricadas: 1.310,58 m^3 (0,54 m^3/m^2).
- HA-60 blanco autocompactable en arco y pies inclinados: 237,96 m^3.

Adicionalmente se utiliza acero B500S en armaduras (312.903 kg totales, de los cuales 199.739 kg en tablero con una cuantía de 81,6 kg/m^2), acero S355 en piezas metálicas de anclajes (9.122 kg), acero S460 inoxidable en tirantes de péndolas (4.320 kg), acero 835/1030 en barras pretensadas de voladizos (22.673 kg, 9,3 kg/m^2) y acero de pretensado longitudinal tipo Y 1860 S7 (25.836 kg, 10,55 kg/m^2).

4.2. Resumen de acciones

Las acciones principales consideradas son:

- Peso propio de hormigón armado, pretensado y elementos de acero. El peso del conjunto de tablero y arco es de aproximadamente 3.000 toneladas. El peso total de la estructura, incluyendo cimentaciones, pies inclinados, pilas estribo y el resto de elementos, es del orden de 6.000 toneladas.
- Cargas muertas de superestructura (pavimento, aceras, barreras, etc.): suponen un peso adicional total de aproximadamente 605 toneladas.
- Pretensado longitudinal. Fuerza inicial de pretensado de 44.688 kN.
- Tesado de péndolas. Las péndolas se tesan con una fuerza inicial de aproximadamente 130 kN, y alcanzan la fuerza permanente de 340 kN por péndola mediante la adición progresiva de carga de voladizos, superestructura, etc. La carga suspendida total del arco por medio de las péndolas en estado permanente es de 1.224 toneladas.
- Fluencia y retracción. Se consideran dentro del modelo de cálculo la fluencia y la retracción del hormigón teniendo en cuenta la edad del hormigón de cada fase y las variaciones de esfuerzos a corto y a largo plazo dentro del programa de cálculo.
- Sobrecargas de uso. Se consideran las sobrecargas de acuerdo a la IAP98 con una sobrecarga repartida uniforme de 4 kN/m^2 y 2 vehículos excepcionales de 600 kN, así como fuerzas de frenado y arranque con un valor de 505,8 kN.
- Cargas térmicas. Se considera una variación uniforme de temperatura en la estructura de hormigón de $\pm 25\,^{\circ}C$, y un gradiente de temperatura de 9,14 °C. Adicionalmente se considera una diferencia de temperatura entre el tablero y las péndolas metálicas de +33/−10 °C.
- Cargas de viento. Se obtiene una velocidad de cálculo de viento de 47,1 m/s, lo que resulta en valores máximos de empuje sobre tablero de 5,982 kN/m horizontal, 16,46 kN/m vertical, 4,38 kN/m transversal en el arco y 5,89 kN/m longitudinal en el arco.
- Asientos diferenciales. Se consideran asientos diferenciales máximos de 25 mm en la dirección del apoyo en la roca.
- Otras cargas.

4.3. Cálculo de cimentaciones y estribos

En situación permanente cada rótula transmite una carga vertical a los pies inclinados enterrados de 10.450 kN, lo que equivale a una carga inclinada de 18.280 kN. A esta carga se le añade una carga vertical de 3.180 kN debido a sobrecargas y resto de acciones, que equivale a una carga inclinada de 5.000 kN. La fuerza resultante en la reacción en el terreno da lugar a reacciones medias máximas de 0,6 N/mm^2 y con valores de punta

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

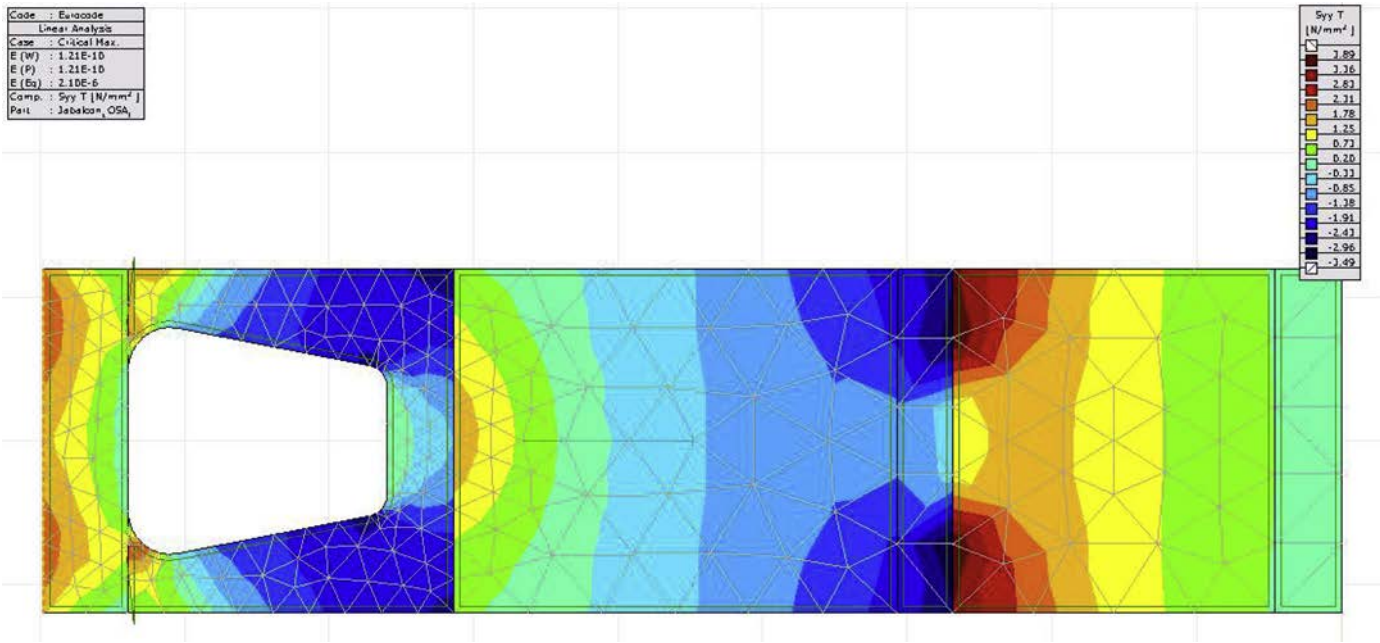


Figura 9. Vista del modelo de cálculo de detalle de jabalcones.

limitados a 0,75 N/mm^2 de acuerdo a las recomendaciones del informe geotécnico.

4.4. Cálculo de tablero pretensado

Al tratarse de un Ambiente IIIa por la proximidad a la costa, las tensiones se limitan en la combinación de acciones frecuentes a la situación de descompresión para evitar cualquier fisuración. Las comprobaciones se realizan en tiempo 0 y tiempo infinito. Hay varias particularidades que hacen que la cuantía de pretensado necesaria sea baja para la luz del vano principal (10,55 kg/m^2). Por un lado, el tablero se ve ayudado al verse suspendido por el arco con el cuelgue de las péndolas verticales. Por otro lado, los pies inclinados apoyados directamente sobre la roca hacen que la carga horizontal del arco se transmita al terreno, con lo que no se transmiten tracciones al tablero, y adicionalmente la reacción del tablero no proveniente del arco también posee una componente horizontal que se transmite al tablero como una fuerza horizontal de compresión en una configuración de pórtico, lo que da lugar a una precompresión que es favorable para el tablero. El valor inicial de pretensado de 44.688 kN aplicado sobre el área del cajón central de tablero equivale a una precompresión de 7,11 MPa. El tesado se realiza desde ambos extremos para la longitud total de 102 m.

El armado de tablero responde al dimensionamiento y comprobaciones en estado límite último y de servicio para los esfuerzos de flexocompresión, cortante, torsión y rasante.

4.5. Cálculo de voladizos

Los voladizos prefabricados y la losa superior asumen el comportamiento de flexión transversal del tablero. Su comprobación se realiza por medio de un modelo detallado de elementos finitos superficiales. Los voladizos de 9 m funcionan con el elemento prefabricado de jabalcón inclinado en compresión y la losa superior de tablero en tracción en dirección transversal. En la anchura de cada jabalcón de 2,40 m se disponen 4 barras pretensadas de 32 mm de diámetro para asumir esta tracción, con una fuerza de tesado de 580 kN por barra. En los cálculos resultantes se limitan las tensiones de compresión y tracción en los elementos prefabricados de jabalcones en las distintas fases de ejecución para evitar la fisuración.

Estos elementos están previstos en proyecto para permitir su montaje sin apoyo al suelo. Sin embargo, durante la construcción, dada la proximidad del terreno y para mejorar los rendimientos de colocación, los jabalcones se colocan utilizando el apoyo provisional de unos apeos al terreno que facilitan la operación (fig. 9).

4.6. Cálculo del arco y pies inclinados

Tanto en el arco como en los pies inclinados se limitan las tensiones máximas de compresión en servicio al 60% de la resistencia del hormigón, es decir, a un máximo de 36 MPa, y las tensiones en el acero se limitan a 200 MPa. Las comprobaciones en estado límite último de flexión, cortante y torsión determinan la armadura dispuesta en el arco. La armadura principal está formada por 5 barras de 25 mm en cara superior e inferior de cada uno de los arcos (fig. 10).

Dada la leve inclinación de los planos de péndolas, existe una tracción transversal en la lámina del arco debida al tiro de las péndolas, que es asumida de forma directa por una chapa de acero soldada entre los palastros superiores de anclaje de péndolas. Se disponen armaduras concentradas en los anclajes de péndolas para transmitir la carga desde los palastros al arco asumiendo el rasante de los conectadores tipo Nelson de 22 mm de diámetro y 150 mm de altura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

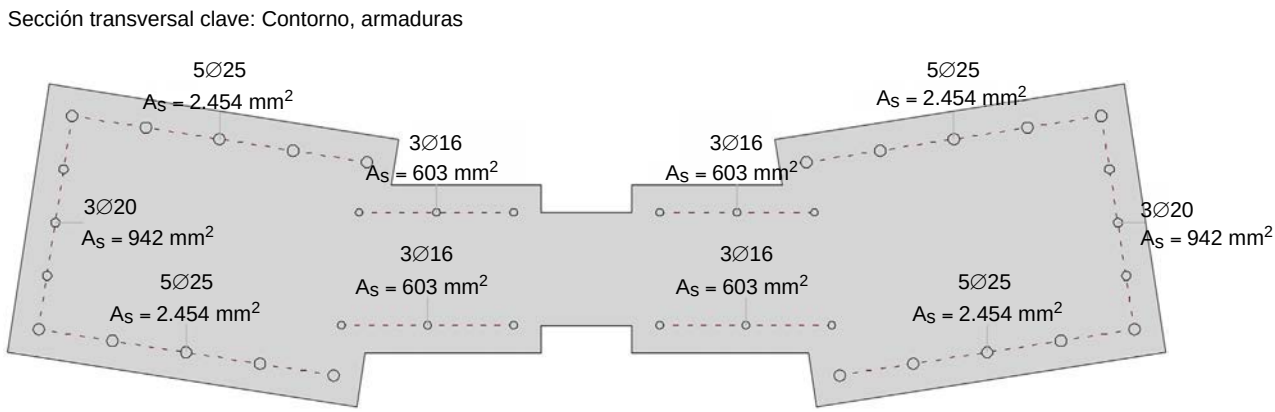


Figura 10. Sección de cálculo en clave del arco.

4.7. Cálculo de péndolas

Las péndolas están formadas por barras de acero inoxidable de diámetro 64 mm con resistencia 460 N/mm^2. La carga de rotura es de 1.480 kN, y la carga máxima admisible, de 1.216 kN. La cargas en péndolas se limitan en servicio al 45% de la carga de rotura (665 kN) para evitar problemas de fatiga, y en estado límite último las cargas máximas de péndolas tienen un coeficiente de seguridad adicional de 1,20 respecto a la tensión última resistente garantizada (1.013 kN). Los palastros superiores e inferiores de anclaje se materializan mediante acero S355. Cada uno de los anclajes inferiores se ancla mediante 4 barras roscadas pretensadas de diámetro 25 mm tesadas con una carga de 300 kN (fig. 11).

5. Procedimiento constructivo y fases de la obra

El procedimiento constructivo consta de 7 fases diferenciadas: la 1 y la 2 inherentes a la excavación de las cimentaciones, las fases 3 a 5 correspondientes a la ejecución de la estructura, y las fases 6 y 7 de acabados y puesta en funcionamiento.

El análisis geotécnico del terreno muestra que está compuesto principalmente por fangos en los primeros 2,50 m y arcillas arenosas hasta llegar al sustrato de margas, en los que se requiere un talud de excavación muy tendido, por lo que de cara a ejecutar las cimentaciones directas sobre el sustrato rocoso a 9 m de profundidad, así como los pies inclinados enterrados, en cada uno de los estribos es necesario ejecutar un muro de contención de micropilotes y un recinto de tablestacas metálicas, para así poder realizar la excavación sin afectar al entorno y al vial y canalizaciones existentes.

5.1. Muro de micropilotes

En el estribo 1 se decide ejecutar un muro de micropilotes para proteger al vial que circula sobre este y al que se integrará el Puente de las Llamas. Este vial, que cruza en perpendicular al puente, provoca que el sistema de contención elegido haya de tener una longitud de 38 m y una altura libre de hasta 10,5 m, por

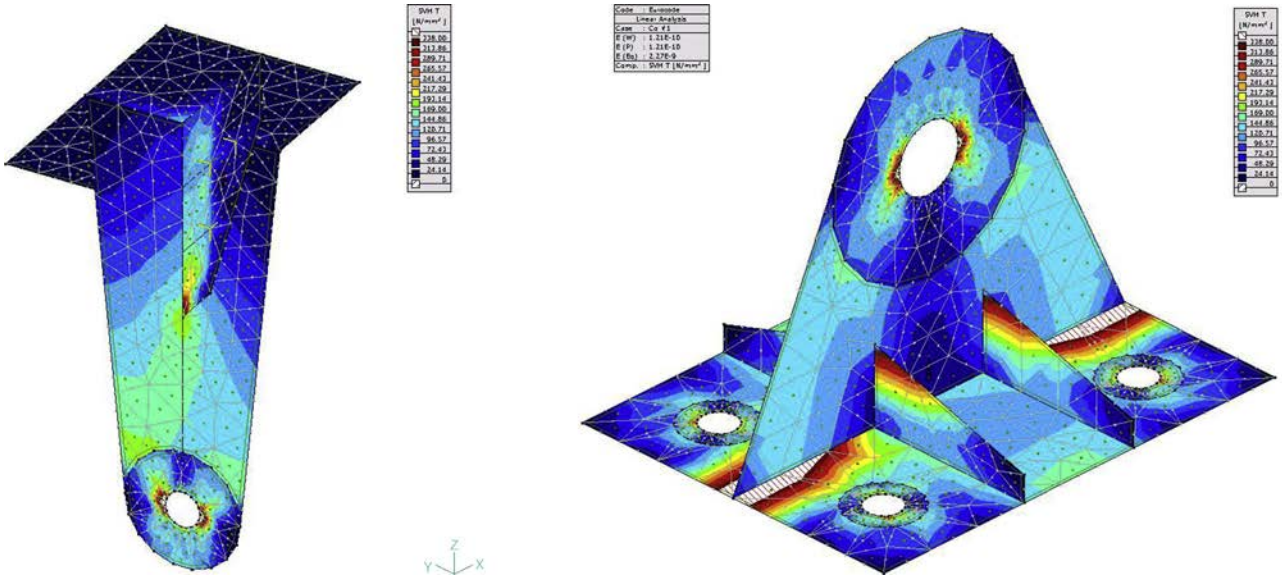


Figura 11. Modelos de cálculo de anclajes de péndolas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 12. Vista del muro de micropilotes de estribo 1 durante su ejecución.

lo que el muro de micropilotes proporciona una solución óptima a todos estos condicionantes.

El muro finalmente construido tiene micropilotes de 200 mm de diámetro, separados 0,40 m entre ejes, con tubería de 139,7/9 mm. La longitud llega a ser de hasta 14,5 m, con un empotramiento mínimo de 4 m en el sustrato rocoso.

Debido a la profundidad de la excavación, se decide anclar el muro a 3 niveles de profundidad. De este modo se evita cualquier problema de derrumbe o de deslizamiento del terreno de trasdós durante la ejecución de la excavación.

En los 3 niveles, se han utilizado anclajes de 3 cables de acero Dywidag de 0,6”, con separaciones de 2 m en horizontal y 3,50 en vertical. El cálculo se ha realizado con pretensados de 20 t (el anclaje superior), 30 t (el intermedio) y 40 t (el inferior) (fig. 12).

5.2. Recinto de tablestacas

En el estribo 2 se decide ejecutar un recinto de tablestacas de 18 × 15 m y una profundidad de 12 m apoyada en roca. Dada la baja consistencia del terreno, una excavación tendida a cielo abierto afectaría a la conducción de saneamiento de diámetro 2.000 mm próxima, así como a una construcción existente.

El recinto de tablestacas fue ejecutado con perfiles metálicos AZ25 y se colocaron perfiles de sostenimiento HEB a 3 niveles. Los niveles de colocación de los perfiles fueron 1,35, 6,0 y 8,5 m respecto a la cota superior. Los niveles de arriostramiento se colocan de forma progresiva al realizar la excavación.

La excavación de las cimentaciones se cajea en el sustrato rocoso a la profundidad prevista con medios mecánicos. Posteriormente se ejecutaron las zapatas para apoyo del arco sobre una capa de hormigón de limpieza. Estas zapatas, de 4,7 m de canto en su parte delantera, 1,2 m en su parte trasera y 15 m de largo, se ejecutaron con hormigón de resistencia 35 MPa.

A continuación se cubrió la cimentación con tierra compactada. La tierra de relleno sirvió también como encofrado perdido de la parte enterrada de los pies inclinados del arco que se ejecutaron sobre una capa de hormigón de limpieza.

El hormigonado con HA-35 de la parte enterrada de los pies inclinados de arranque del arco de 16 m llegó hasta la cota de colocación de las rótulas de acero. A continuación se instalaron dichas rótulas (fig. 13).

5.3. Cimbra de tablero

Para ejecutar la viga cajón del tablero y la parte restante de los pies inclinados, se dispuso una cimbra aporticada provista de 10 torres, con una distancia máxima entre torres de 18 m.

Las 6 torres centrales tuvieron que ser provistas de cimentaciones profundas materializadas a través de 4 pilotes prefabricados por cada torre: 24 pilotes en total.

Los pilotes prefabricados eran de sección cuadrada de 30 × 30 cm de HA-45 sulforresistente y fueron hincados hasta 12 m de profundidad, hasta alcanzar el sustrato rocoso.

Posteriormente se hormigonó el resto de los pies inclinados, 15 m aproximadamente, con hormigón HA-60, hasta la cota inferior del tablero.

La viga cajón del tablero se ejecutó en 2 fases. En la primera fase se hormigonó hasta la cota superior de hastiales, y en la segunda fase se hormigonó la losa superior. Para su ejecución se utilizó hormigón HP-45.

El cajón posee 4 ménsulas: 2 en losa superior y 2 en losa inferior para el apoyo de los jabalcones (fig. 14).

5.4. Cimbra del arco

Tras el alcance de la resistencia característica de la viga cajón, se procede a la instalación de una cimbra cuajada sobre la misma, para el encofrado del arco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 13. Vista del recinto de tablestacas de estribo 2 durante su ejecución.

Se colocan las orejetas para la instalación de las péndolas. Cada orejeta va unida a su simétrica por medio de una viga soldada de 18 mm de espesor, que también va embebida en el hormigón del arco, y que garantiza un trabajo conjunto de la sección.

El arco del puente se ha construido con hormigón HA-60.

Una vez se adquiere la resistencia requerida se procede a descimbrar el arco, siendo en ese momento una estructura autoportante y con total capacidad estructural (fig. 15).

5.5. Puesta en carga

A continuación se colocaron las péndolas, instrumentándolas con galgas extensométricas para proceder con posterioridad a su puesta en carga controlada. La puesta en carga se realiza de la siguiente forma:

- Las péndolas se tesan por medio de las barras roscadas de anclaje inferior a la carga correspondiente al peso del cajón central, con una carga inicial de 120 kN.
- Se rellena con mortero de alta resistencia sin retracción la holgura bajo las placas de anclaje inferior, se pretensan las barras inferiores y se procede a su inyección.
- De forma progresiva las péndolas asumen carga al colocar los voladizos, hormigonar losas de voladizos y aplicar la carga permanente. La carga máxima permanente por péndola es de 350 kN.
- Se hormigona una banda de 15 cm que protege y oculta las placas y barras de anclaje inferior de péndolas.

Después del tesado inicial de péndolas se realiza el postesado longitudinal de la viga cajón, provisto de 12 tendones de 19/0,6 torones cada uno, tesados a 3.650 kN. Una vez finalizada esta operación y el cajón puede ser soportado por las péndolas, se ejecuta el desapeo controlado del tablero y posteriormente la retirada de la cimbra aporticada (fig. 16).

5.6. Ejecución de voladizos

Se colocaron los jabalcones prefabricados de HA-45 sobre apeos provisionales. El diseño de estos jabalcones posee una

Figura 14. Vista de la cimbra porticada de cajón central de tablero y pies inclinados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 15. Vista de la cimbra cuajada del arco apoyada en el tablero.

zona hueca para la colocación de la iluminación ornamental; esta zona se tapa con una rejilla una vez colocado el foco. Cada pareja de jabalcones fue instalada y nivelada con la ayuda de 4 barras transversales de 32 mm de diámetro, que posteriormente se tesaron parcialmente, y constituyen el pretensado transversal. Una vez los jabalcones son autoportantes, se retiran los apeos. Además, para evitar la descompensación de cargas durante la instalación de los jabalcones, esta se hizo de forma simétrica tanto transversal como longitudinal, partiendo del centro del vano hacia los extremos.

Una vez colocados los jabalcones y tesadas parcialmente las barras, se hormigona el apoyo inferior del jabalcón contra la viga central y a continuación se colocan las prelosas de calzada sobre los jabalcones. Se disponen 6 prelosas sobre cada jabalcón de hormigón HA-40.

A continuación se hormigonó la losa superior de los jabalcones y se ejecutó el postesado transversal final.

Por último se ejecuta la fase de acabados: demolición de las cimentaciones provisionales de la cimbra aporticada, colocación de barandillas e impostas metálicas, juntas, sumideros, firmes de calzada, aceras de madera tecnológica, etc. (figs. 17 y 18).

5.7. *Prueba de carga*

Al terminar el puente se ejecutó la prueba de carga estática. Para ello se utilizaron hasta un máximo de 18 camiones

Figura 16. Vistas de las péndolas durante la puesta en carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 17. Vista de la colocación con grúa de un jabalcón prefabricado.

cargados con 250 kN. Se hicieron 9 hipótesis, que materializaron los estados de carga de cargas simétricas, cargas asimétricas longitudinalmente y cargas asimétricas transversalmente, contemplados en el cálculo del puente para garantizar la capacidad estructural de la construcción (fig. 19).

5.8. Iluminación

La iluminación realizada en el puente es de 2 tipos: vial y ornamental.

Se dispuso una iluminación vial horizontal, tanto en las calzadas como en las aceras. La iluminación en las aceras estaba oculta en las barandillas. Con esto se consigue evitar la colocación de báculos sobre el tablero del puente, que restan ligereza a la estructura.

La iluminación ornamental está compuesta por focos colocados en el arranque de los pies inclinados del arco y en las orejetas inferiores de las péndolas, orientados con la intención de resaltar el arco y las péndolas de acero inoxidable. También se colocó iluminación en las hendiduras de los jabalcones para resaltar la silueta de los

Figura 18. Vista de los jabalcones de voladizos sobre apeos provisionales al terreno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 19. Vista de la realización de la prueba de carga.

Figura 20. Vista interior nocturna del arco y el carril bici.

Figura 21. Vista lateral nocturna del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 22. Vista inferior nocturna del puente y la iluminación desde jabalcones.

Figura 23. Vista diurna del puente acabado.

Figura 24. Inauguración de la placa renombrando la estructura como «Puente Juan José Arenas».

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

voladizos del tablero e iluminar la zona inferior de parque (figs. 20-22).

6. Conclusión

La elección de una estructura de arco de hormigón y materiales de bajo mantenimiento y soluciones compactas mostró un buen resultado en esta estructura cerca del mar, alcanzándose el objetivo buscado de durabilidad.

El diseño de este puente urbano está condicionado por su integración arquitectónica y ambiental en el paisaje del Parque Atlántico existente. El arco de tipología intermedia fue elegido debido a su altura reducida, para facilitar la integración paisajística en la escala humana y evitar una monumentalidad innecesaria. Se definió un vano libre suficiente con el fin de mantener un espacio abierto bajo el puente y así garantizar la continuidad funcional y visual del parque bajo el mismo. El resultado arquitectónico y estructural es satisfactorio y fue bien recibido por los usuarios, convirtiéndose rápidamente en parte del paisaje urbano de la zona verde existente.

Fueron necesarias soluciones estructurales singulares y procedimientos de montaje específicos con el fin de materializar el diseño deseado. La estructura fue terminada dentro de plazo (16 meses) y presupuesto. El tratamiento de la iluminación se convierte igualmente en un elemento importante en este entorno urbano, y por tanto se adopta un diseño integrado sin báculos, como se observa en las imágenes con iluminación artística del arco asociado a cada péndola y la iluminación funcional integrada en las barreras y balaustrada.

Tras la finalización, este nuevo puente fue renombrado como «Puente Juan José Arenas» en reconocimiento a su carrera como diseñador de puentes, ingeniero estructural y catedrático de Puentes en la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Cantabria en Santander (figs. 23 y 24).

Bibliografía

[1] La Vaguada de las Llamas. Cuadernos de Arquitectura del Paisaje. Vol. 10, pp. 72–79. Abilio Lope. ISBN: 84-877729-70-3. Depósito Legal: T-1862-2007. Ediciones de Horticultura S.L.

[2] EHE -08. Instrucción del Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento. NIPO: 161-11-150-2. ISBN: 978-84-498-0825-8. Depósito Legal: S.I. 283-2008. Gráficas Varona S.A.

[3] Puentes de fábrica y hormigón armado, J. Eugenio Ribera, 1925–1932. Capítulo V. Arcos articulados.

[4] Nota técnica sobre aparatos de apoyo en Puentes de Carretera. (1995) Dirección General de Carreteras. ISBN: 84-498-1980-6. NIPO: 161-95-147-4. Depósito Legal: M-193-1996. Sucesores de Rivadeneyra, S.A.

[5] Caminos en el Aire. Los Puentes. (2002) Autor: Juan José Arenas. ISBN: 84-380-0224-2. Depósito Legal: M-7.090-2003. Artes gráficas Palermo. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276):119–132
www.e-ache.com

Original

Puentes de la nueva ampliación de la autopista 407E en Toronto (Ontario)

Bridges of the new highway 407E in Toronto (Ontario)

Antonio J. Madrid Ramos [a,*], Amaya Hernando Martín [a], Carmen Lozano Bruna [a], Miguel Ángel Higuera Antón [a] y David Nogueira Abal [b]

[a] *Ingeniera/o de Caminos, Canales y Puertos, PROES Consultores, S.A., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Edificación, PROES Consultores, S.A., Madrid, España*

Recibido el 17 de noviembre de 2014; aceptado el 7 de octubre de 2015
Disponible en Internet el 4 de diciembre de 2015

Resumen

El proyecto de ampliación, sometido a peaje, extiende la autopista 407 24 km hacia el este, introduciendo además dos nuevos ramales norte-sur de unos 10 km de longitud para conectar con la autopista 401. PROES, en colaboración con la ingeniería estadounidense Janssen & Spaans, ha desarrollado el proyecto constructivo del trazado, el drenaje y las estructuras del tronco de West Durham Link, que une la 407 con la autopista 401 y los enlaces con ambas autopistas.

En el presente artículo se describe la actuación proyectada, se destacan los principales documentos de referencia utilizados y se indican los aspectos más relevantes del diseño de las estructuras, haciendo especial hincapié en la tipología mayoritariamente adoptada en el tramo: puentes con estribos integrales y semintegrales.

Para terminar se realiza una comparación con experiencias similares de puentes integrales en España y se establecen conclusiones.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Estribo integral; Estribo semintegral; Pilotes hincados; Diafragma; Vigas prefabricadas.

Abstract

The Highway 407 East project in Ontario, Canada is underway to construct a new highway that will run eastward from the end point of Highway 407 ETR at Brock Road in Pickering to Highway 35/115 in Clarington. The project also includes two north-south connections to Highway 401. Proes, together with the U.S. company Janssen & Spaans Engineering has developed the construction project of the road, drainage and structures of the West Durham Link (WDL) and the 2 highway interchanges.

In this article the proposed action is described, highlighting the main documents used and showing the most relevant aspects of the design of the structures, with particular emphasis on the typology mainly adopted in this project: Bridges with integral and semi-integral abutments.

Finally, a comparison is made with similar experiences of integral bridges in Spain and conclusions are drawn.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Integral abutment; Semi-integral abutment; Driven H-piles; Diaphragm; Precast girders

1. Introducción

La autopista 407 y sus distintas ampliaciones suponen una alternativa a la autopista 401, que circunvala Toronto por el norte.

La fase 1 consiste en ampliar la 407 en 24 km hacia el este, introduciendo además dos nuevos ramales norte-sur de unos 10 km de longitud para conectar con la autopista 401.

El Ministerio de Transportes de Ontario seleccionó al grupo 407 East Development Group (407EDG) para llevar a cabo el proyecto, la construcción, la explotación y el mantenimiento de la fase 1. El grupo 407EDG está formado por Cintra Infraestructuras S.A. y SNC-Lavalin Inc.

* Autor para correspondencia.
Correos electrónicos: jose.ramostrece@gmail.com, antoniojose.madrid@upm.es (A.J. Madrid Ramos).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.10.001
0439-5689/© 2014 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 10/12/2025

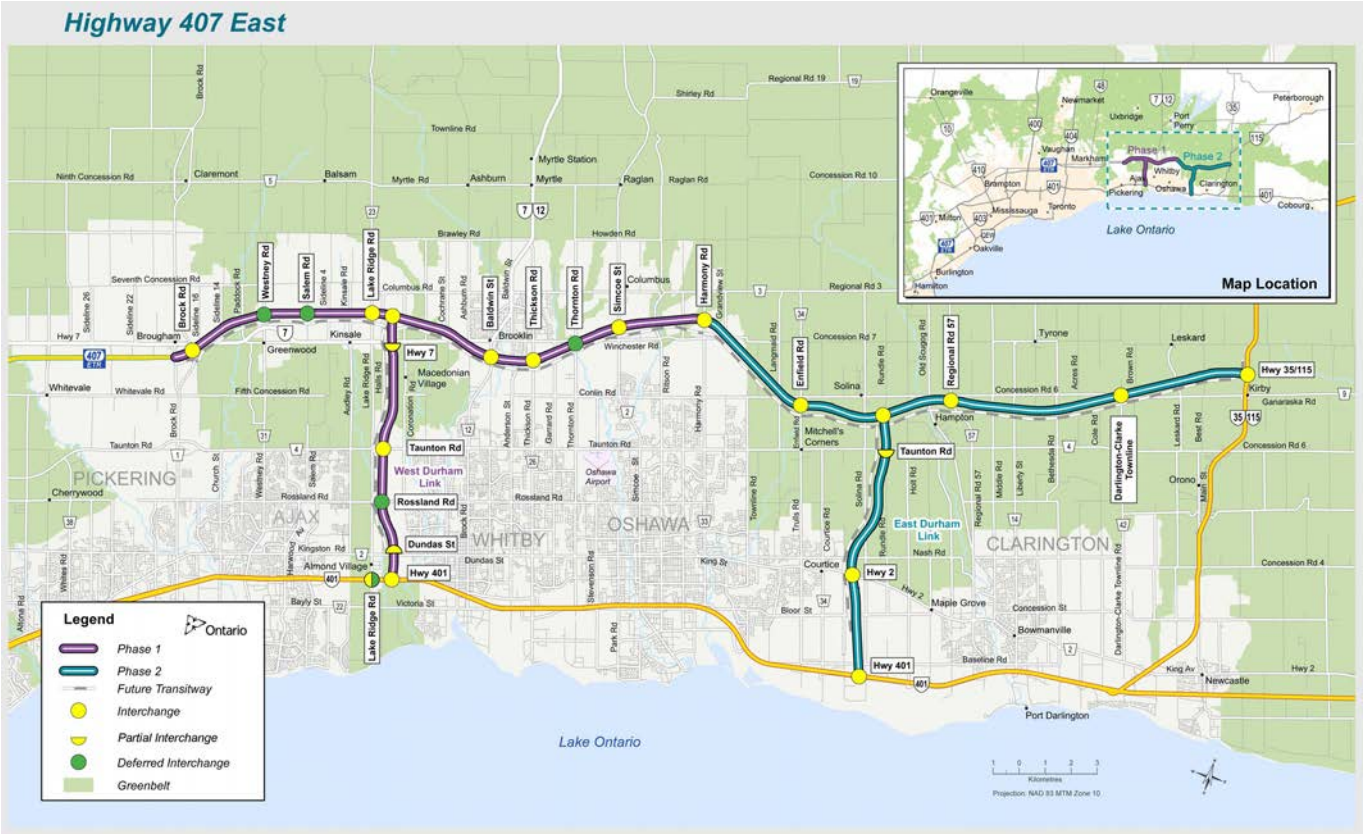


Figura 1. Mapa de situación.

PROES Consultores, en colaboración con la ingeniería estadounidense Janssen & Spaans, ha desarrollado el proyecto constructivo del trazado y las estructuras del tronco de West Durham Link, que une la 407 con la autopista 401 y los enlaces con ambas autopistas. En la figura 1 se muestra un mapa de situación.

Deben destacarse las duras condiciones meteorológicas en las que se va a llevar a cabo la construcción. Se trata de una región en la que son habituales temperaturas que se sitúan en el entorno de $-10\,^{\circ}\mathrm{C}$ y donde, durante un promedio de 40 días al año, las nevadas dejan más de 25 cm de nieve en el terreno.

Como se puede imaginar, todo esto dificulta los ciclos de producción en obra. Pero también condiciona la manera de proyectar: la meteorología es uno de los principales factores que inspiran la normativa canadiense y los usos constructivos locales.

2. Descripción de la actuación

La actuación de la fase 1 se encuentra dividida en segmentos. Las estructuras proyectadas por PROES se encuentran en los segmentos B-1, B-3 y A-2.

El segmento B-1 es el que une la autopista 401 con el tronco de West Durham Link.

El segmento B-3 corresponde al tronco de West Durham Link en la zona de Tounton Road.

El segmento A-2 es el correspondiente al enlace de la 407 con el tronco de West Durham Link.

2.1. Segmento B-1

Todas las estructuras del segmento B-1 tienen estribos integrales y tableros prefabricados a los que se da continuidad mediante la disposición de diafragmas.

En cuanto a la tipología de la superestructura, se disponen dos tipos de tableros de vigas prefabricadas: los de vigas doble T tipo NU, como el de la estructura W12 y los de vigas tipo cajón o *box girders*, en las estructuras W6, W10 y W11.

En cuanto a la subestructura, todas tienen pilas-pilote de varios fustes y estribos integrales cimentados sobre pilotes metálicos hincados.

En la tabla 1 se resumen las principales características de las estructuras del segmento.

2.2. Segmento B-3

En el segmento B-3 se ha proyectado la estructura W21. Se trata de un puente de dos vanos con estribos integrales y tablero de vigas prefabricadas tipo NU, al que se da continuidad mediante traviesa en pila.

Como en el segmento anterior, las pilas son pila-pilote de cinco fustes y los estribos tienen la misma configuración que los del segmento anterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Tabla 1
Resumen de estructuras del segmento B-1

	Segmento B-1	
	W-6	W-10 (norte y sur)
Longitud total (m)	72,0	70,0
Luces (m)	22,0 + 29,0 + 21,0	21,0 + 29,0 + 20,0
Vigas	15 box 800 × 1.220	17 box 800 × 1.220 (norte) 14 box 800 × 1.220 (sur)
Ancho (m)	37,55	22,90 (norte) 18,85 (sur)
Esbeltez	1/36	1/36
Esviaje	0°	24° (norte) 14° (sur)
Pilas	5 fustes Ø = 1.200 mm	3 fustes Ø = 1.200 mm
Altura máxima pilas (m)	5,0	5,7 (norte) - 3,5 (sur)
Cimentación	Profunda	Profunda
Carga admisible	ULS 10.000 kN; L = 10,50 m	ULS 10.500 kN; L = 13,00 m
Estribos	Integral	Integral
Cimentaciones	HP 310 × 110@3,00 m L = 10 m	HP 310 × 110@2,75 m L = 12 m
Carga admisible (kN)	ULS 1.900	ULS 1.900
	W-11	W-12
Longitud total (m)	60,0	71,7
Luces (m)	18,0 + 24,0 + 18,0	36,2 + 35,5
Vigas	9 box 700 × 1.220	11 NU1.600@3.250 mm
Ancho (m)	12,00	35,30
Esbeltez	1/36	1/22
Esviaje	0°	0°
Pilas	2 fustes Ø = 1.200 mm	5 fustes Ø = 1.200 mm
Altura máxima pilas (m)	4,0	7,5
Cimentación	Profunda	Profunda
Carga admisible	ULS 7.000 kN; L = 12,00 m	ULS 10.500 kN; L = 9,60 m
Estribos	Integral	Integral
Cimentaciones	HP 310 × 110@2,50 m L = 12 m	HP 310 × 110@1,50 m L = 11 m
Carga admisible (kN)	ULS 1.900	ULS 1.400

En la tabla 2 se resumen las principales características de la estructura.

2.3. *Segmento A-2*

En cuanto a la superestructura, todas las estructuras del segmento A-2 tienen tableros de vigas prefabricadas tipo NU. En las estructuras M23 y M32 se les da continuidad mediante la disposición de diafragmas en las pilas.

En este segmento la roca se encuentra a una profundidad menor, lo que permite la cimentación directa en las pilas y condiciona la tipología de los estribos, que en su gran mayoría son semi-integrales cerrados con cimentación directa.

En la tabla 3 se resumen las principales características de las estructuras de este segmento.En las figuras 2–4 se muestran unas imágenes de las estructuras en construcción.

Tabla 2
Resumen estructura del segmento B-3

	Segmento B-3 W-21
Longitud total (m)	70
Luces (m)	35+35
Vigas	10 NU 1.600@3.250 mm
Ancho (m)	32,20
Esbeltez	1/20
Esviaje	2
Pilas	5 fustes Ø = 1.200 mm
Altura máxima pilas (m)	7,5
Cimentación	Profunda
Carga admisible	ULS 9.500 kN; L = 11,00 m
Estribos	Integral
Cimentaciones	HP 310 × 110@1,70 m L = 17 m
Carga admisible	ULS 1.600 kN

3. Diseño de puentes en Toronto (Ontario)

3.1. *Normativa de referencia*

En el apartado de referencias bibliográficas se citan los principales documentos utilizados en el diseño de los puentes.

Los de obligado cumplimiento son el código canadiense *Canadian highway bridge design code* (CHBDC CAN/CSA-S6-06) [1] y el *Structural manual* [2] de Ontario.

El primero se aplica al diseño, cálculo y evaluación de la rehabilitación de puentes de autopista en Canadá. El *Structural manual* [2] fue publicado por el Ministerio de Transportes de Ontario por primera vez en la década de los años 70 para

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Tabla 3
Resumen de estructuras del segmento A-2

	Segmento A-2				
	M-23	M-29	M-31	M-31A	M-32
Longitud total (m)	84,0	32,0	45,5	45,5	79,8
Luces (m)	42,0+42,0	32,0	45,5	45,5	42,0+37,8
Vigas	4 NU2.000@3.150	4 NU1.600@2.433	6 NU2.400@2.480	4 NU2.400@3.150	4 NU2.000@3.000
Ancho (m)	12,00	9,30	14,60 (norte) 17,00 (sur)	12,05	11,00
Esbeltez	1/21	1/20	1/19	1/19	1/21
Esviaje	0°	43°	49°	51°	15°
Pilas (mm)	2 fustes Ø = 1.200	-	-	-	2 fustes Ø = 1.200
Altura máxima pilas (m)	8,5	-	-	-	7,5
Cimentación	Directa	-	-	-	Directa
Carga admisible (kPa)	ULS 750 SLS 500	-	-	-	ULS 500 SLS 350
Estribos	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales
Cimentaciones	Directa	Directa	Directa	Directa	Directa
Carga admisible (kPa)	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500
	M-33	M-34	M-35 north	M-35 south	M-36
Longitud total (m)	40,0	32,0	45,9	45,9	45,9
Luces (m)	40,0	32,0	45,9	45,9	45,9
Vigas	4 NU2.000@3.000	4 NU1.600@3.000	5 NU2.400@3.000	8 NU2.400@2.800	4 NU2.400@3.080
Ancho (m)	11,00	11,00	14,05	21,85	12,05
Esbeltez	1/20	1/20	1/19	1/19	1/19
Esviaje	10°	15°	14°	14°	13°
Pilas (mm)	-	-	-	-	-
Altura máxima pilas (m)	-	-	-	-	-
Cimentación	-	-	-	-	-
Carga admisible (kPa)	-	-	-	-	-
Estribos	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales	Semintegrales
Cimentaciones	Directa	Directa	Directa	Directa	Directa
Carga admisible (kPa)	ULS 750 SLS 500	ULS 500 SLS 350	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500
	M-37	W-26	W-27	W-30	
Longitud total (m)	46,6	43,0	43,4	45,9	
Luces (m)	46,6	43,0	43,4	45,9	
Vigas	5 NU2.400@3.000	5 NU2.400@3.150	5 NU2.400@3.050	8 NU2.400@2.773 a 3.064	
Ancho (m)	14,05	15,75	12,00	22,30-24,30	
Esbeltez	1/19	1/18	1/18	1/19	
Esviaje	10°	3°	5°	4°	
Pilas (mm)	-	-	-	-	
Altura máxima pilas (m)	-	-	-	-	
Cimentación	-	-	-	-	
Carga admisible (kPa)	-	-	-	-	
Estribos	Integral	Semintegrales	Semintegrales	Integral	
Cimentaciones	HP 310 × 110@1100 L = 20 m	Directa	Directa	HP 310 × 110@1200 L = 10 m	
Carga admisible (kPa)	ULS 1600 kN	ULS 750 SLS 500	ULS 750 SLS 500	ULS 1400 kN	

proporcionar procedimientos, políticas, disposiciones de diseño y estándares de planos para la preparación de los documentos estructurales. Posteriormente, el manual ha sido actualizado continuamente para reflejar los cambios debidos al sistema métrico, a los nuevos códigos de proyecto de puentes y a las prácticas actuales. Desde sus inicios el manual ha sido revisado para ser compatible con el código AASHTO, OHBDC y con las distintas ediciones del CHBDC.

Entre todos los documentos citados cabe destacar el *Integral abutment bridges* [3], cuya metodología se ha utilizado en el diseño y en el cálculo de los puentes con estribos integrales. Las ventajas, tanto económicas como funcionales y de incremento de la durabilidad de las estructuras con esta tipología de estribos, son ampliamente reconocidas por el Ministerio de Transportes de Ontario, que en 1993 publicó este documento. En él se establecen las consideraciones tanto de planificación como de diseño y construcción de esta tipología de estructuras, así como las limitaciones a su uso.

Por último, cabe hacer referencia a los estándares de dibujo *Ontario Provincial Standard Drawing* [4] (OPSD) que deben utilizarse en la definición de determinados elementos de las estructuras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 2. Construcción de estribo W6.

Figura 4. Encofrado de estribo este W12.

Figura 3. Cimentación de estribo W10.

3.2. Tableros de vigas pretensadas

Los tableros de todos los puentes diseñados en la actuación están constituidos por vigas prefabricadas sobre las que se hormigona *in situ* la losa de compresión, a las que se da continuidad en pilas mediante la disposición de diafragmas.

Las vigas prefabricadas son todas pretensadas, con dos tipologías diferentes. En la mayor parte de las estructuras se trata de vigas pretensadas tipo NU como las que muestra la figura 5.

Las vigas NU fueron desarrollas por la Universidad de Nebraska para superar las limitaciones de las vigas prefabricadas llamadas I-*girders* (ahora conocidas como vigas AASTHO) en puentes continuos. Pueden ser postesadas, pero su principal aplicación es como vigas pretensadas en tableros a los que se da continuidad mediante la armadura de la losa *in situ*.

Las vigas NU tienen una cabeza superior con ancho de almas muy reducido. Por el contrario, el ala inferior tiene un ancho mayor para mejorar la resistencia a la compresión en las zonas de negativos en puentes continuos y para permitir alojar un gran número de cables en el caso de que el puente sea isostático.

Existen una serie de estructuras, proyectadas sobre cursos de agua, en las que por condicionantes hidráulicos son más adecuadas las vigas cajón tipo «box» («multi-beam decks») (fig. 6).

Las vigas cajón utilizadas en el proyecto son todas de ancho 1.200 mm y canto 800 mm colocadas a tope. La distancia entre ejes de viga se ha previsto con una tolerancia para tener en cuenta las pequeñas diferencias geométricas que se puedan producir durante la construcción. No son necesarias las llaves de cortante entre vigas adyacentes. Tan solo es necesario, en algún caso, algún sistema de atado provisional para garantizar la estabilidad durante el proceso constructivo. Además de estos requerimientos de estabilidad, es necesario impedir que se produzcan flechas

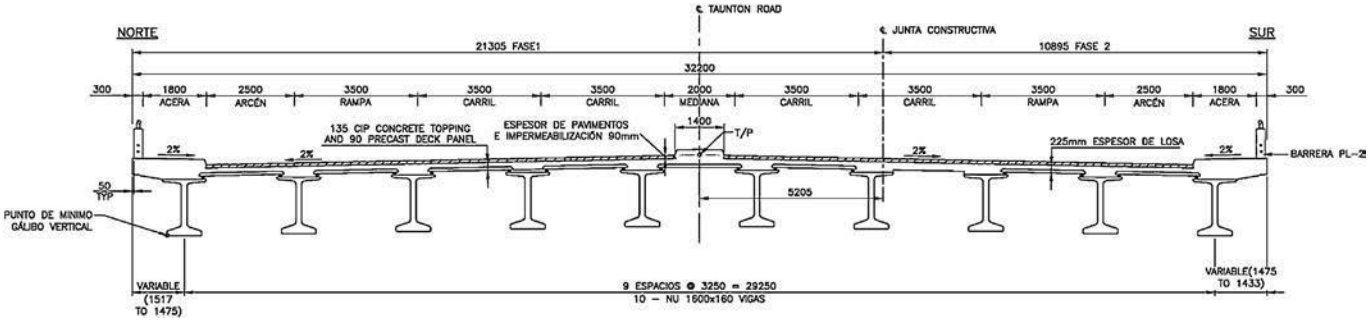


Figura 5. Tablero con vigas NU.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

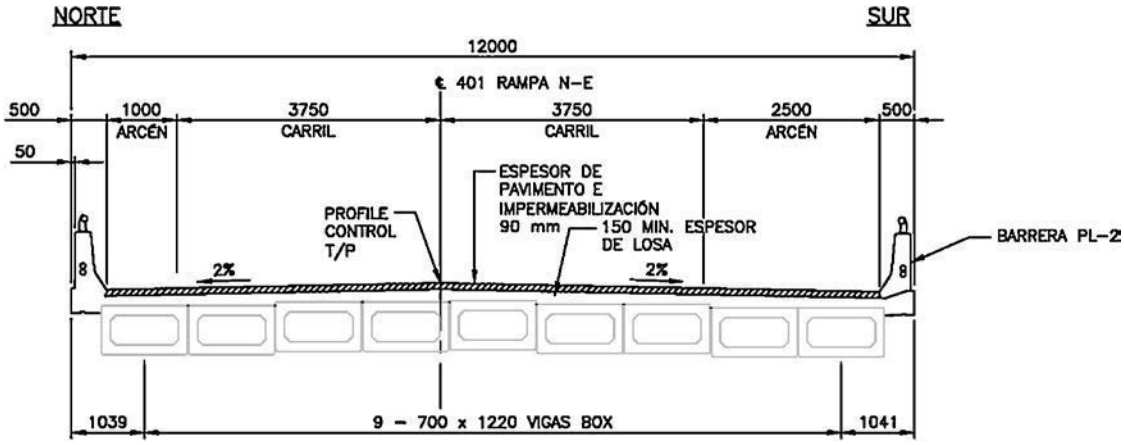


Figura 6. Tablero con vigas cajón.

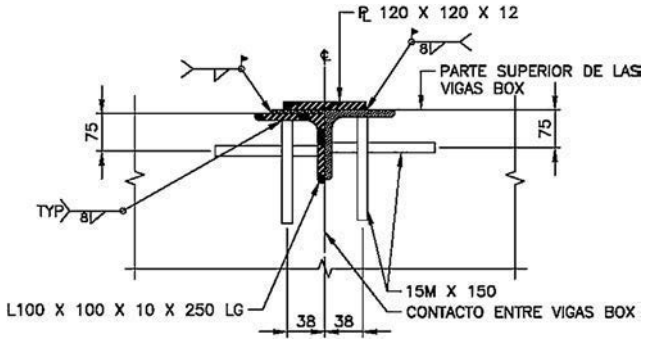


Figura 7. Placas de unión entre vigas.

diferenciales entre vigas adyacentes, lo cual podría dar lugar a efectos transversales en la losa de tablero. Para ello se disponen placas metálicas entre vigas «transverse ties» tal como se muestra en la figura 7.

La superestructura se ha calculado utilizando el método simplificado, tanto para cargas muertas como para sobrecargas, prescrito por el CHBDC [1] en sus apartados 5.6.1.y 5.7.1. Este método supone un modelo de viga para el cálculo de momentos, cortantes y deformaciones longitudinales, tanto para cargas permanentes como para sobrecargas. Para poder aplicar este método es necesario que los tableros cumplan una serie de condiciones relativas al ancho, esviaje, curvatura, máximo voladizo y condiciones de apoyo. En alguno de los puentes proyectados, dado su fuerte esviaje o su ancho de tablero variable, estas condiciones se cumplen, pero de forma muy estricta, por lo que se han elaborado en paralelo modelos de emparrillado plano que permiten obtener unos coeficientes de distribución de esfuerzos de acuerdo con la geometría real del tablero.

Respecto a las cargas horizontales, se destaca la influencia de los efectos de retracción, fluencia y temperatura en el diseño de los tableros. En el caso de los puentes con estribos integrales, en los que la losa del tablero está unida al diafragma del estribo, los movimientos producidos por dichos efectos se introducen como movimientos impuestos en el dimensionamiento tanto de la armadura de la losa como de la del diafragma del tablero. Del mismo modo, estos movimientos impuestos deben ser incluidos en el cálculo de los pilotes de estribo.

En el cálculo de las vigas también se han tenido en cuenta los efectos de retracción, fluencia y temperatura. De este modo, se cumple lo establecido en el documento *Bridge office design bulletin: Limiting concrete stresses for prestressed girders* [5], de reciente publicación.

Así mismo, se ha considerado el efecto que produce en las vigas la restricción de los aparatos de apoyo a las deformaciones producidas por estos efectos.

En cuanto a los hormigones utilizados, se sitúan en el intervalo 40-50 MPa de resistencia a compresión. Si la resistencia requerida a 28 días es mayor de 50 MPa, la normativa considera que las especificaciones deben ser de hormigón de alta calidad.

La armadura activa necesaria para cumplir con todos los requerimientos de la normativa se dispone combinando cables quebrados y entubados. El porcentaje máximo de entubamiento permitido es del 25% del total de cables dispuestos. Respecto a los cables quebrados, el *Structural manual* [2] de Ontario indica que, por razones constructivas, se limite la fuerza de desvío en el punto de quiebro de los cables a 80 kN. Para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en los extremos de las vigas, debidas al pretensado de los cables quebrados, estos se han distribuido de forma uniforme por toda el alma, evitando así problemas de fisuración (fig. 8).

Esta disposición de armaduras no es habitual en los proyectos de puentes de vigas realizados en España, en los que, en su mayor parte, las vigas están provistas de cables de pretensado rectos, contrarrestando el exceso de pretensado en los apoyos con cables en el ala superior y entubando los del ala inferior. La normativa canadiense y la española coinciden en el porcentaje máximo de entubamiento permitido. En cuanto a las cuantías, en los puentes proyectados estas han resultado superiores a las que se dispondrían en un tablero proyectado en España por dos motivos principales:

- El hecho de tener que distribuir de forma uniforme los cables quebrados por toda el alma penaliza su comportamiento, ya que su centro de gravedad está mucho más bajo que si se dispusieran concentrados en la parte superior de la viga.
- El *Bridge office design bulletin: Limiting concrete stresses for prestressed girders* [5] limita la tensión de tracción originada

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

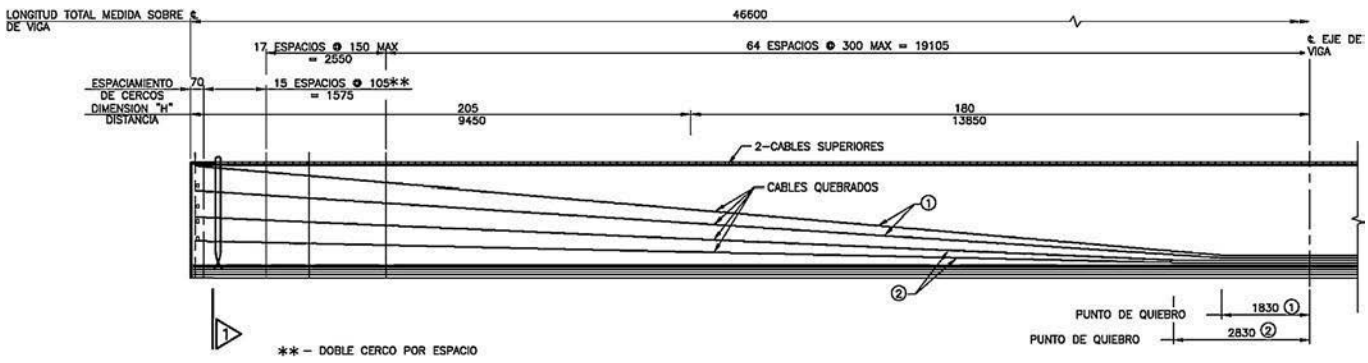


Figura 8. Disposición de armadura activa en vigas NU.

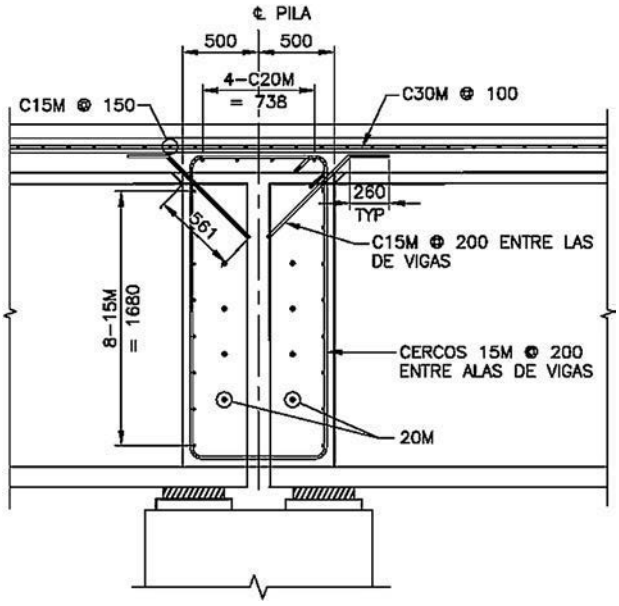


Figura 9. Diafragma en pila.

por los cables a 0,5 veces la resistencia a tracción del hormigón ($0{,}5f_{cr}$).

La continuidad, en los tableros de las estructuras de varios vanos, se consigue mediante la disposición de diafragmas en la zona de pilas como el que se muestra en la figura 9.

Para el replanteo de la losa de compresión se han definido líneas maestras longitudinales acotadas cada 3 m, con contraflechas que asumen el peso propio del hormigón y las cargas muertas. De este modo se asegura un mejor control del espesor de la losa. Esto queda establecido en el punto 7.2.7 del *Structural manual* [2] de Ontario. Así mismo, este documento obliga a definir distintas longitudes de esperas en los cercos de las vigas para asegurar correctamente el anclaje a la losa, teniendo en cuenta las pendientes longitudinales, flechas y contraflechas. Debido a esto, es necesario definir el espesor de la banda longitudinal de hormigón sobre las vigas, así como los elementos de apoyo de las prelosas, a lo largo de toda la viga.

También se han definido recortes en las caras inferiores de las vigas en la zona de apoyos para asegurar así un apoyo correcto sobre los neoprenos, si bien para grandes pendientes se han dispuesto placas de apoyo soldadas (fig. 10).

3.3. Diseño de pilas

La tipología de todas las pilas proyectadas es la de pilas pórtico constituidas por varios fustes de sección circular. Las pilas correspondientes al segmento A2 tienen todas cimentaciones directas, debido a las condiciones geotécnicas del tramo. En el resto de segmentos, la necesidad de disponer cimentación profunda hace que la solución más adecuada sea la de pila-pilote (fig. 11).

En todas las estructuras se disponen aparatos de neopreno en las pilas, por lo que estas se modelizan en el cálculo como ménsulas con una longitud equivalente que se determina del siguiente modo:

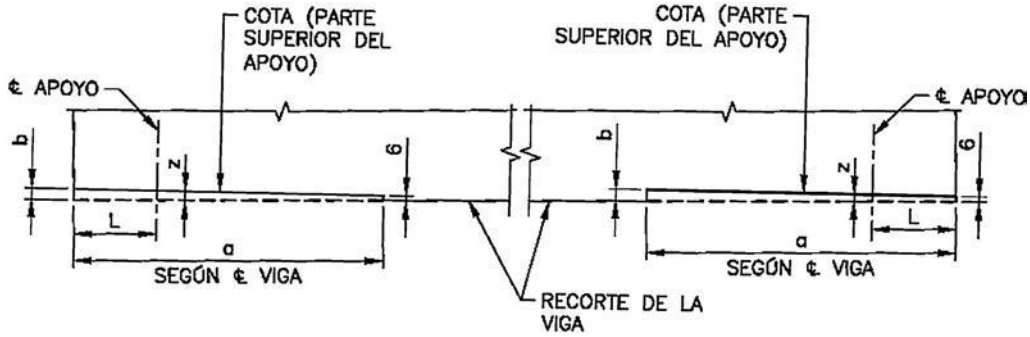


Figura 10. Recortes en zona de apoyo de vigas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 11. Pilas pórtico 407E.

- En el caso de las pilas con cimentación directa la longitud equivalente es la altura desde la coronación de la pila hasta la parte superior de la cimentación.
- En el caso de las pilas con fuste pila-pilote, la longitud equivalente es la distancia entre la coronación de la pila y el punto fijo estimado, en el que se supone que se produce el empotramiento del pilote en el terreno. Para la determinación de dicho punto fijo se ha utilizado un programa de elementos finitos que calcula el equilibrio elastoplástico de la pila, admitiendo substratos de suelo con características diferentes y simulando el comportamiento de la cimentación mediante muelles a los que se asigna un módulo de balasto.

Para tener en cuenta los efectos de segundo orden, el programa de cálculo utiliza un modelo P-Delta, que consiste en amplificar los momentos de primer orden teniendo en consideración el efecto debido a la deformada. Por esta razón, se toma como punto fijo del cálculo el punto de movimiento nulo, de forma que la deformada sea similar a la utilizada en el cálculo de inestabilidad realizado con este método.

Además de las cargas habituales, es necesario tener en cuenta en el cálculo las cargas de presión de agua y de impacto de hielo en las pilas de las estructuras que pasan sobre cursos fluviales.

Respecto a las cargas de presión de agua, se ha considerado lo establecido en el punto 3.11 del CHBDC [1]. Se han tenido en cuenta los efectos tanto de la presión estática como de la dinámica. Esta última considera los efectos longitudinales y transversales de la corriente de agua mediante la aplicación de unas cargas que dependen de la densidad y la velocidad del flujo de agua y de las características geométricas de la sección de pila.

También se ha tenido en cuenta en el dimensionamiento de las pilas y sus cimentaciones el efecto de la socavación estimada en los cálculos hidráulicos (punto 3.11.6 del CHBDC [1]). Para ello se considera la socavación como un incremento de longitud de fuste a la hora de determinar el punto fijo de cálculo.

En cuanto a la carga de hielo, se ha tenido en cuenta el punto 3.12 del CHBDC [1]. Este punto del código se refiere únicamente a las cargas de hielo en ríos y lagos. Para el cálculo de este efecto se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Fuerzas dinámicas de impacto de témpanos de hielo arrastrados por la corriente o el viento.
- Fuerzas estáticas producidas por los movimientos de los trozos de hielo alrededor de la pila debidos a los cambios de temperatura.
- Empuje lateral debido al efecto arco que producen las barreras de hielo.

3.4. *Puentes con estribos integrales*

Las necesidades de funcionalidad y, sobre todo, de durabilidad de las estructuras del tramo hacen que la mayor parte de ellas sean puentes de estribos integrales y semintegrales, eliminando de este modo las juntas de dilatación.

Las juntas de dilatación y los apoyos son singularidades que pueden generar en los puentes las siguientes consecuencias:

- Percepción de las juntas por los usuarios al circular sobre la estructura.
- Mayor frecuencia y coste de las operaciones de conservación.
- Daños en las aceras y barreras por la mayor deformabilidad.
- Efectos dinámicos indeseables, con mayor riesgo de fatiga.
- Deformabilidad de los terraplenes de acceso.
- Problemas de infiltración de agua.

En los puentes con estribos integrales las juntas se disponen fuera de ellos, al final de la losa de aproximación, y se eliminan los aparatos de apoyo. El efecto de las acciones longitudinales en la subestructura se minimiza flexibilizando la cimentación de los estribos y disminuyendo la resistencia frente a los movimientos horizontales.

3.4.1. *Consideraciones de diseño*

Los estribos integrales deben proyectarse para resistir las siguientes cargas:

- Cargas transmitidas por el tablero debidas al peso propio, cargas muertas, tráfico y gradiente térmico.
- Esfuerzos producidos por la coacción de los movimientos de la estructura. Estos pueden tener diferentes orígenes:
  - Movimientos intrínsecos, como retracción, fluencia, pretensado y temperatura.
  - Movimientos debidos a cargas exteriores, como viento, sismo, frenado y fuerza centrífuga.
  - Movimientos debidos al terreno, como los asientos del terreno de cimentación, así como de los terraplenes de acceso y sus empujes.

Es necesario tener en cuenta, en su diseño, los efectos de las combinaciones de cargas en las distintas fases constructivas: en una primera fase las vigas del tablero están simplemente apoyadas en el estribo y posteriormente se solidarizan con él para hacer el estribo integral.

En cuanto al cálculo de la cimentación, en el documento *Integral abutment bridge* [3], mencionado anteriormente, se proponen dos métodos alternativos para el cálculo de los pilotes hincados:

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

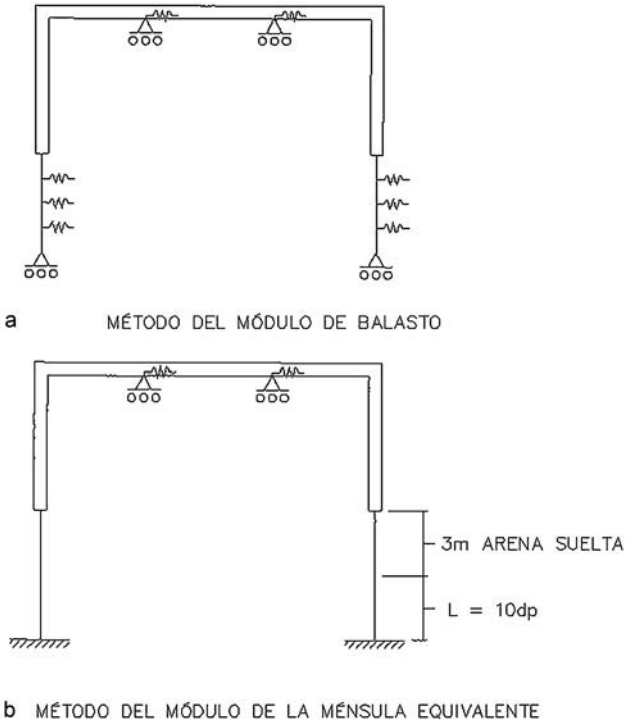


Figura 12. Modelos de cálculo.

- Método del voladizo o de la ménsula equivalente: considera el pilote como una ménsula empotrada a una profundidad determinada de la superficie del terreno. De forma simplificada se puede adoptar una longitud de empotramiento de 10 diámetros equivalentes.
- Método del módulo de balasto: se trata de un método más sofisticado, en el que se modeliza el terreno mediante muelles. Este método requiere una caracterización rigurosa del terreno mediante el módulo de balasto de las diferentes zonas que atraviesa el pilote.

En la figura 12 se muestran los modelos de cálculo de ambos métodos.

En el proyecto se han combinado los dos métodos, aunque en la mayor parte de los casos se ha utilizado el método del voladizo, considerando una longitud equivalente de 10 diámetros. Los perfiles empleados en los pilotes del proyecto son todos HP 310 × 110, por lo que se ha considerado un diámetro equivalente de 300 mm en todos los casos. La experiencia demuestra que este método es conservador, ya que el punto de empotramiento suele estar a menos de 10 diámetros de la superficie del terreno. El método del módulo de balasto es más preciso y permite reducir la longitud de los pilotes en la mayor parte de los casos, pero requiere una información geotécnica mucho más completa y precisa.

3.4.2. *Elementos del estribo integral*

Los estribos integrales proyectados constan de los siguientes elementos fundamentales: muro, diafragma, cimentación flexible, losa de aproximación, junta y aletas.

El muro y el diafragma constituyen el cuerpo del estribo. En el *Integral abutment bridge* [3] figuran algunas recomendaciones para el diseño de los muros:

- La altura del muro no debe superar los 6,00 m, para evitar excesivos empujes de tierras.
- Se recomienda que ambos estribos sean de alturas similares. La diferencia de altura entre ellos provoca un desequilibrio en los empujes producidos por el terreno en ambos lados, que debe ser considerado en el cálculo.

Se requiere un mínimo empotramiento (1,20 m) del muro en el terreno denominado «frost protection» (fig. 13) o, en su defecto, que se defina el adecuado aislamiento contra los efectos de la helada.

Un elemento muy importante en el diseño de esta tipología de estribos es la conexión entre el muro y el tablero.

En la figura 14 se muestran las conexiones correspondientes a los dos tipos de tableros utilizados en el proyecto, que figuran en el *Integral abutment bridge* [3].

En cuanto a la *cimentación*, esta debe ser flexible. La cimentación proyectada para esta tipología de estribos es una única línea de pilotes metálicos hincados. Para estructuras en las que los movimientos y las cargas son tales que permiten el diseño de los pilotes en régimen elástico, la conexión debe considerarse rígida y los pilotes deben orientarse según el eje de mayor inercia. En este caso, el *Integral abutment bridge* [3] propone que la conexión se considere rígida y que los pilotes se orienten con su eje de mayor inercia perpendicular a la dirección del movimiento. En estos casos se debe tener en consideración la estabilidad de la estructura en el sentido transversal, disponiéndose el número de pilotes requerido, incluso modificando su inclinación. Por el contrario, cuando las cargas y los movimientos son tales que el pilote se encuentra en régimen plástico, los pilotes deben orientarse según el eje de menor inercia. En estos casos, el pilote debe proporcionar la flexibilidad y rotacionalidad suficientes. Para el rango de luces de los puentes proyectados, en la mayor parte de los casos, lo más adecuado ha sido orientar los pilotes según su eje de menor inercia. En la figura 15 se muestra el proceso de hinca de los pilotes en una de las estructuras proyectadas.

En cuanto a la conexión entre el muro y el pilote, el *Integral abutment bridge* [3] indica que este se debe empotrar al menos 600 mm dentro del muro y que se debe disponer la armadura de transmisión de cargas en la cuantía necesaria.

En el *Structural manual* [2] se dan recomendaciones de carga vertical máxima admisible, limitando su valor a 2.000 kN para los perfiles HP 310 × 110, que han sido los empleados en los estribos proyectados.

Para garantizar la flexibilidad de los pilotes, se realiza una perforación en los primeros 3,00 m de 600 mm de diámetro, que posteriormente se rellena de arena suelta.

Cuando los pilotes se encuentran detrás de un muro, para evitar que sus movimientos afecten al elemento de contención, se protege dicha perforación mediante un anillo de 800 mm de diámetro exterior y 600 mm de diámetro interior, cuyo interior se rellena de hormigón. Este sistema se denomina «corrugated steel pipe» (C.S.P) (fig. 16).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

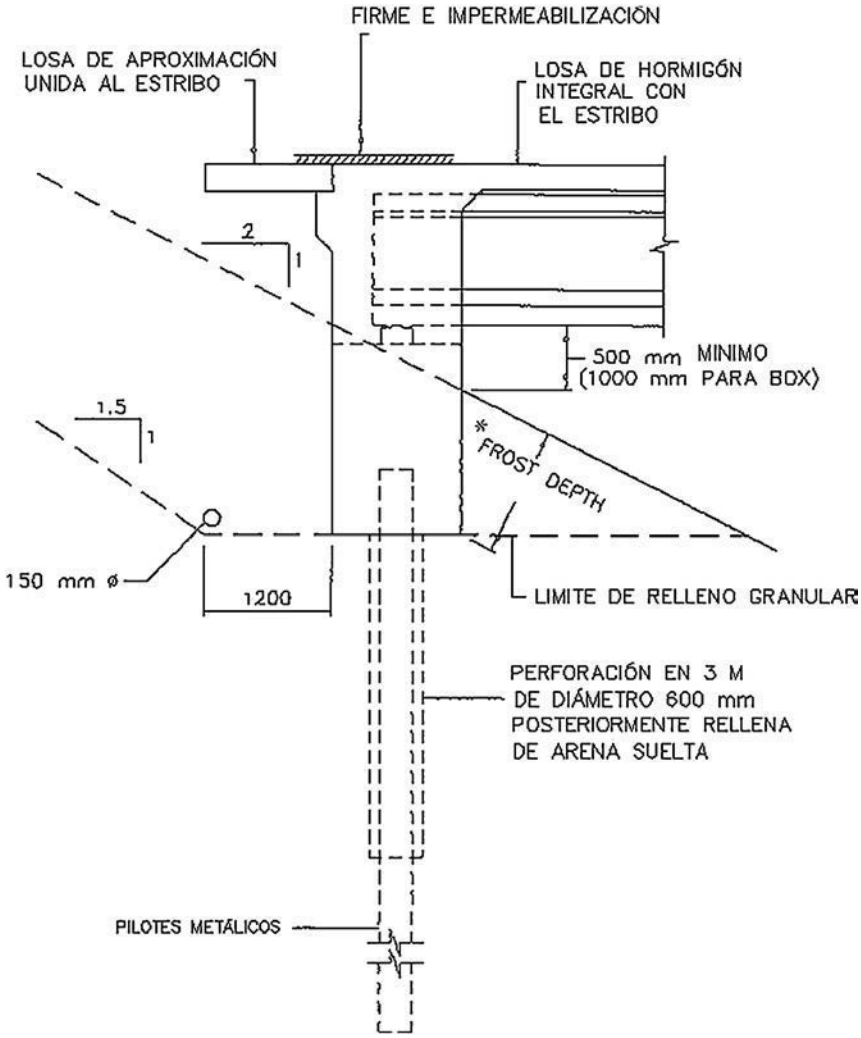


Figura 13. Perforación rellena de arena y «frost-protection».

Otros elementos a tener en cuenta en el diseño del estribo integral son:

- Losa de aproximación
- Aletas
- Juntas de dilatación

Para la definición de todos ellos se han seguido los estándares de dibujo de Ontario, que figuran al final del *Structural manual* [2].

La *losa de aproximación* tiene como finalidad fundamental absorber la diferencia de asientos entre el terraplén de acceso y la estructura. Además, permite dar continuidad al pavimento, favoreciendo la seguridad y comodidad del usuario, así como al anclaje del sistema de contención de vehículos. Su disposición dificulta la filtración del agua en el trasdós del estribo.

En cuanto a las *aletas*, tanto el *Structural manual* [2] de Ontario como el *Integral abutment bridge* [3] limitan su longitud a 7,00 m, para minimizar la resistencia al movimiento de la estructura.

Los movimientos producidos por el tablero en el encuentro entre la losa y la calzada hacen necesaria la disposición de un elemento que permita garantizar la continuidad entre el pavimento y la losa, así como la seguridad y el bienestar de los usuarios. En el proyecto se han dispuesto dos tipos de *juntas*, dependiendo de la magnitud del movimiento esperado.

3.4.3. Limitaciones al uso de estribos integrales

Esta tipología de estribos no siempre es la más adecuada y existen diversos factores que es necesario considerar:

La longitud máxima de los puentes: puede considerarse que la longitud máxima de un puente con estribos integrales está en el entorno de los 150 m. En puentes con longitudes comprendidas entre 100 y 150 m se puede disponer esta tipología de estribos siempre que en el proyecto se realice un cálculo detallado de sus movimientos y sus efectos. Es necesario, en estos casos, un dimensionamiento adecuado de las juntas y sus correspondientes sellados, aparatos de apoyo, rellenos y losas de aproximación, así como un control de las temperaturas durante la construcción.

Tipología de tableros: los puentes con tableros postesados construidos *in situ* no suelen proyectarse con esta tipología de

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

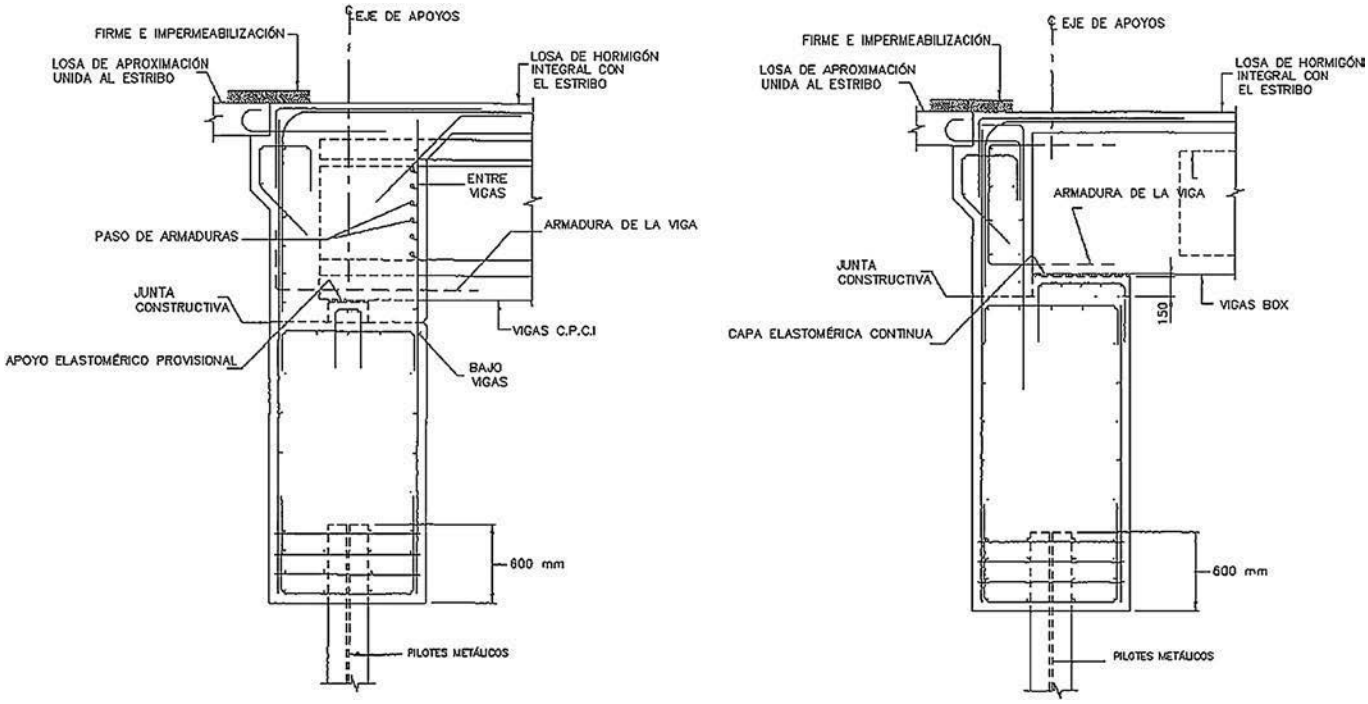


Figura 14. Conexión estribo-tablero.

estribos, por presentar mayores movimientos debidos a la retracción y la fluencia. Con este tipo de estribos se suelen utilizar tableros de vigas de acero u hormigón, con losa de compresión de hormigón y vigas tipo cajón de hormigón pretensado.

Geometría de la estructura: no deben disponerse este tipo de estribos en las estructuras con esviajes superiores a 35°, debido a la falta de uniformidad de las cargas y a las dificultades para establecer los movimientos y sus direcciones. En el diseño de las estructuras de la 407 se ha tenido muy en cuenta este aspecto, ya que varias de las estructuras proyectadas tienen fuertes esviajes. La estructura con estribos integrales con mayor esviaje es la W10, con un valor de 24°. En este caso se llevó a cabo un análisis riguroso para considerar todos los efectos producidos por el esviaje, como la torsión, la desigual distribución de las cargas, así como el incremento de longitud de la parte de los estribos expuesta al empuje de tierras.

Figura 15. Hinca de pilotes metálicos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

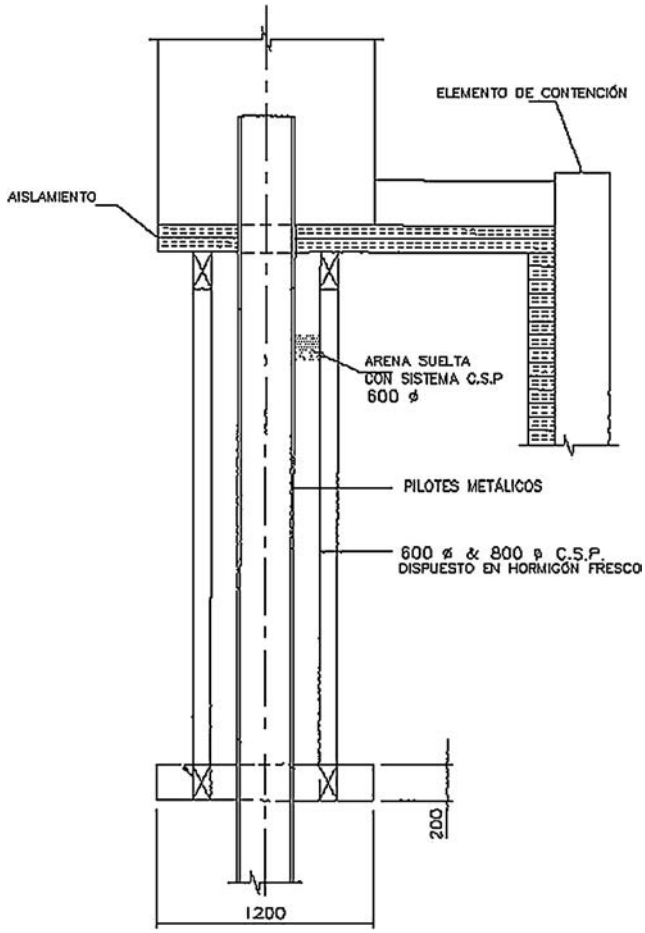


Figura 16. Sistema CSP.

Altura de los estribos y longitud de aletas: como se ha comentado anteriormente, se recomienda que la altura de los estribos no sea superior a 6,0 m para reducir los empujes de tierras. En cuanto a las aletas, su longitud se limita a 7,0 m.

Puentes de varios vanos: las estructuras deben diseñarse lo más simétricas posibles para procurar que los movimientos sean similares en ambos extremos del puente. Las pilas y su cimentación deben ser flexibles.

Condiciones del terreno: una condición fundamental en esta tipología de estribos es que su cimentación sea flexible. Por tanto, en emplazamientos con terrenos muy competentes a una cota tal que los pilotes tengan una longitud inferior a 5,00 m, no se recomienda disponer estribos integrales.

3.5. Puentes con estribos semintegrales

Cuando en el diseño de las estructuras del tramo se ha planteado alguna de las limitaciones anteriores, se ha recurrido a soluciones con estribos semintegrales.

Las razones fundamentales que han llevado al diseño de este tipo de estribos en el proyecto son dos:

- Las condiciones del emplazamiento: la mayor parte de las estructuras del segmento A2 se han proyectado con estribos semintegrales debido a que la roca se encuentra a una cota tal que imposibilita la disposición de una cimentación flexible. Todos los estribos semintegrales diseñados son cerrados con cimentación directa y muros en vuelta o aletas formando un ángulo con el muro frontal, como el que se muestra en la figura 17.
- El fuerte esviaje, superior a 35°, que presentan algunas de las estructuras del segmento A2.

Figura 17. Estribo semintegral.

Los puentes con estribos semintegrales son estructuras de uno o más vanos con cimentaciones rígidas, en los que no hay conexión entre los estribos y el tablero, en los que las juntas de expansión se disponen también fuera del puente, y hay continuidad entre la losa de compresión del tablero y la de aproximación.

Al igual que en el caso de los estribos integrales, el Ministerio de Transportes de Ontario publicó un documento con consideraciones para la planificación, el diseño y la construcción de esta tipología de estribos. Este documento se denomina *Semi-integral abutment bridges* [6]. En él figuran detalles como el del diafragma de estribos, cuyos criterios se han aplicado en las estructuras proyectadas (fig. 18).

4. Comparación con experiencias similares en España

Se ha considerado interesante realizar una comparación del proyecto de las estructuras con estribos integrales en Canadá con experiencias similares proyectadas y construidas en España.

Para ello se han analizado las diferencias y semejanzas que existen entre las estructuras de la autopista 407 en Ontario y las estructuras integrales de la variante de Ossa de Montiel, en España (proyectadas también por PROES Consultores).

Se destacan a continuación las principales diferencias:

- Hay diferencias impuestas por las normativas propias de cada país.
- Existen diferencias en la definición de los detalles constructivos: las normas canadienses son más exigentes, incluyen estándares de proyecto que son de obligatorio uso y deben

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

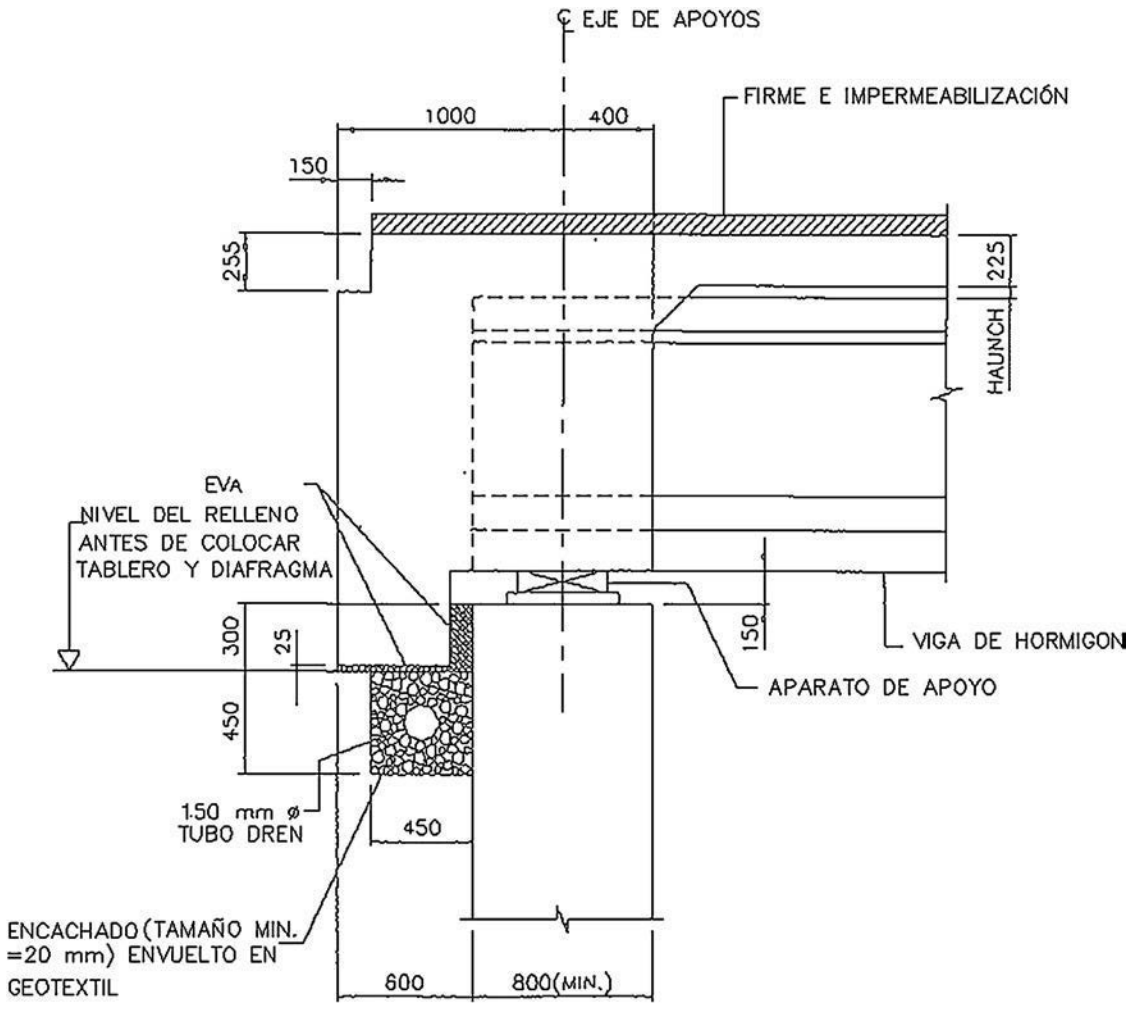


Figura 18. Diafragma estribo semintegral.

indicarse en la definición del elemento *(Ontario provincial standard drawing* [4]).

- Hay diferencias de carácter geográfico y ambiental. En Ontario, las condiciones de humedad y temperatura hacen que sean necesarias medidas especiales para aumentar la durabilidad de las estructuras. Se destacan, a continuación las más importantes:
  - Protección frente a la helada del hormigón de los estribos y las cimentaciones («frost protection»), citada anteriormente.
  - Las armaduras que puedan estar en contacto con las sales fundentes de deshielo deben estar protegidas mediante un revestimiento de epoxi *(*«coated bars»*)*. En el *Structural manual* de Ontario [2] se definen las zonas de salpicaduras («splash zones»), en las que es obligatorio disponer esta protección. Es muy importante, en el diseño de los elementos de la estructura, determinar qué armaduras deben ser «coated», ya que estas requieren longitudes de anclaje y solape superiores a las de las armaduras no protegidas. En la figura 19 se muestra el armado de un pilote con este tipo de protección.

Figura 19. «Coated bars».

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 20. Pilas empotradas en Ossa de Montiel.

En cuanto a las semejanzas encontradas, cabe citar las siguientes:

- El concepto de estribo integral es el mismo.
- Las publicaciones en ambos países resuelven de forma muy similar este tipo de estructuras:
  - En España la *Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras* [7] publicada por la Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento, en 2000.
  - En Canadá el *Integral abutment bridges* [3] publicado por el Ministerio de Transportes de Ontario (MTO).

Comparando las dos experiencias citadas, cabe destacar que los puentes de la variante de Ossa de Montiel son totalmente integrales, ya que se han eliminado también los aparatos de apoyo en las pilas. Estas se encuentran empotradas en el tablero, constituido por una losa construida *in situ* tal como se muestra en la figura 20.

En Canadá, en cambio, se ha preferido aprovechar las ventajas de facilidad y rapidez de colocación de los tableros de vigas prefabricadas, disponiéndose dinteles y aparatos de apoyo en las pilas (fig. 11).

Agradecimientos

Es necesario citar a los principales intervinientes en esta actuación, gracias a cuya participación el proyecto de la ampliación de la autopista 407 se ha podido materializar:

Ferrovial-Agromán S.A. y SNC-Lavalin Inc. han estado a cargo de la construcción. En Ferrovial, la dirección técnica ha estado a cargo de Luis Amigo y su equipo, con Rebeca Gómez en la parte de estructuras, que ha aportado su experiencia en este tipo de puentes.

Todo el diseño se ha realizado mano a mano con la firma de ingeniería estadounidense Janssen & Spaans Engineering, radicada en Indianápolis, con un equipo multidisciplinar coordinado por Robert Gray.

Todo el equipo del Área de Infraestructuras Terrestres ha participado en el proyecto. Ha habido dos ingenieros desplazados en Estados Unidos para garantizar una adecuada coordinación, Manuel Morán Soto y Luisa Fernanda García.

En las dos páginas web siguientes: http://www.highway407east.com y http://www.407eastphase1.ca/ puede verse el estado de esta actuación en tiempo real, con mucha información gráfica.

Bibliografía

[1] Canadian Standards Association, Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA-S6-06, November 2006.
[2] Structural Office, Ministry of Transportation, Structural Manual, MTO, Ontario, 2008.
[3] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Integral abutment bridges, The Queen's Printer for Ontario, 1996.
[4] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Ontario Provincial Standards for Roads and Public Works. Volume 3 - Drawings for Roads, Barriers, Drainage, Sanitary Sewers, Watermains, and Structures, November 2010.
[5] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Bridge office design bulletin: Limiting concrete stresses for prestressed girders, April 29 2013.
[6] Structural Office, Ministry of Transportation, Ontario, Semi-integral abutment bridges, The Queen's Printer for Ontario, 1999.
[7] Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, 2000.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Asociación Técnica de Carreteras
Comité nacional español de la Asociación Mundial de la Carretera

WORLD ROAD ASSOCIATION
MONDIALE DE LA ROUTE

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 27

Guía para la Redacción del Plan de Mantenimiento en Puentes

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

COMISIÓN 4
GT 4/4 Planes de mantenimiento de puentes

Asociación Técnica de Carreteras
Comité nacional español de la Asociación Mundial de la Carretera

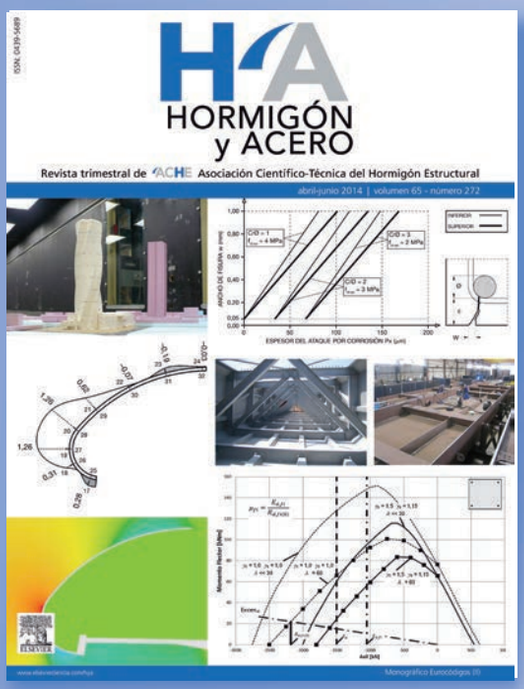
WORLD ROAD ASSOCIATION
MONDIALE DE LA ROUTE

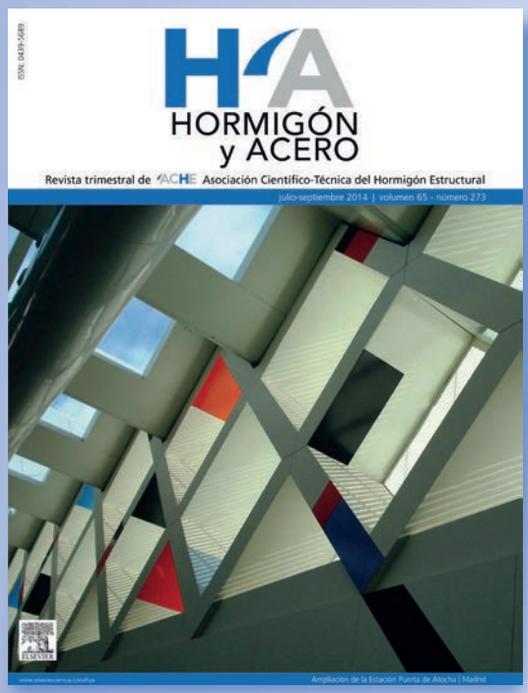
COMITÉ DE PUENTES
C11 GT 4 Planes de mantenimiento de puentes

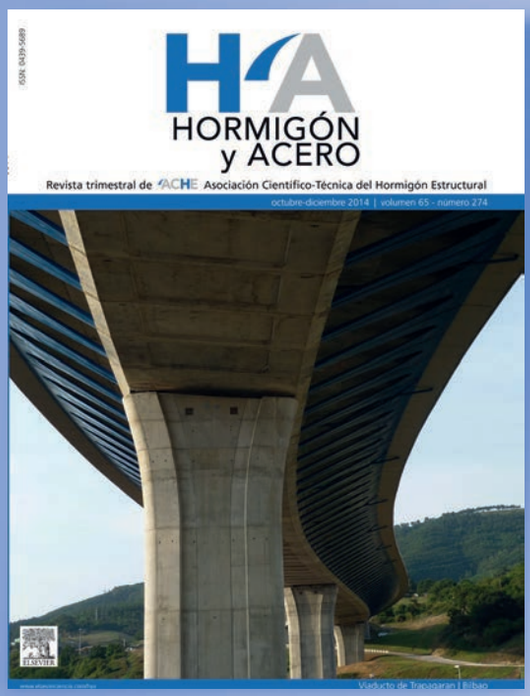
ACHE
SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www. e-ache.com

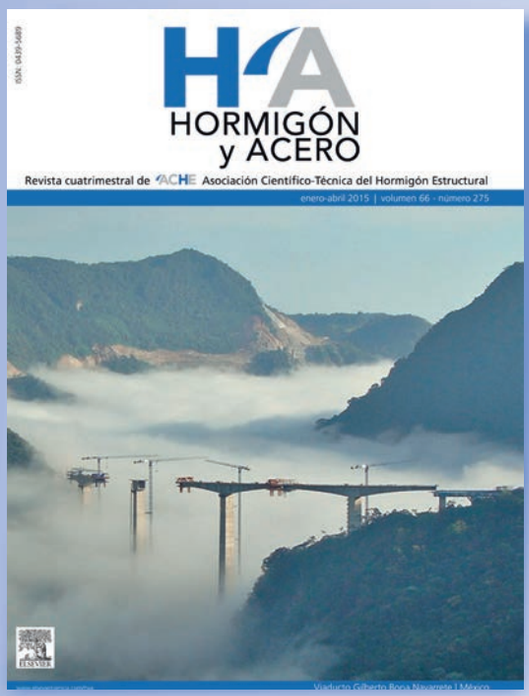
Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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 10/12/2025

HORMIGÓN y ACERO

ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

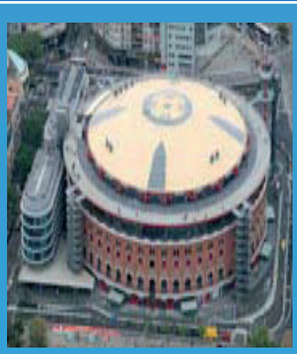
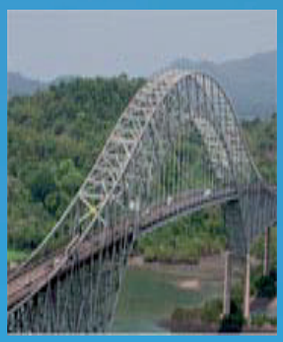
Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran reputación entre las revistas científico-técnicas de calidad y avalada por una trayectoria de 65 años, en los que se ha constituido en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos. Se publica en versión impresa y electrónica.

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.

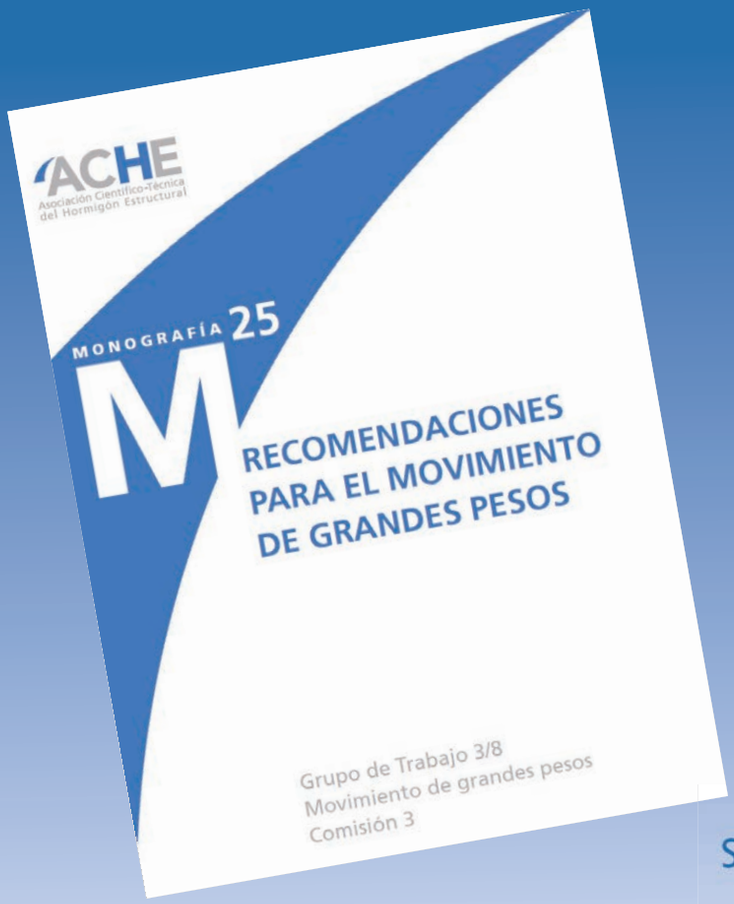
Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y numerosos órganos de la administración del Estado y las Comunidades Autónomas con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil (altos cargos y responsables de la toma de decisiones).

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 10/12/2025



ACHE

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

Prenava
Prefabricados de Hormigón

www.prenava.com
Tfno: 985 71 73 20 / 985 71 73 23
mail: prenava@prenava.com
Nava - Asturias

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276): 137–150
www.e-ache.com

Original

Viaducto de vía estrecha sobre la A-8, Navia. Alternativa al cajón hincado. Tipologías estructurales derivadas

Narrow gauge viaduct over the A-8, Navia. Alternative to a driven caisson. Structural typologies derived

Jorge Aparicio García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INGETURARTE, S.L., Madrid, España

Recibido el 12 de enero de 2015; aceptado el 30 de marzo de 2015
Disponible en Internet el 26 de septiembre de 2015

Resumen

Este viaducto plantea una tipología alternativa a la solución del cajón hincado. Se presenta la realización de un paso superior de ferrocarril de vía estrecha de 2 vanos, de 26,65 y 27,58 m de luz cada uno, prefabricado en el tablero con vigas tipo pi, con vigas laterales longitudinales peraltadas y pilas-pilote in situ. Se plantea un novedoso procedimiento constructivo basado en la realización primera de los pilotes de apoyo; la ejecución del nuevo tablero bajo balasto y vías en operaciones nocturnas escalonadas; postesado transversal primero y postesado longitudinal recto después en el tablero, para concluir con la excavación controlada bajo tablero que dé continuidad al tronco de autovía que pasa bajo la estructura. De este trabajo se infieren nuevas tipologías para pantear estructuras similares, las cuales se proponen como posibilidades para la concepción de nuevos puentes.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Cajón hincado; Proceso constructivo; Tipología estructural; Postesado bidireccional

Abstract

The viaduct heading represents an alternative typology to the well known inserted caisson solution. It presents the realization of an over-pass narrow gauge railway, two spans of 26.65 and 27.58 m each, prefabricated deck with pi-beams and side longitudinal banked beams and piers-pile cast in place. It is presented a new construction procedure based on the first embodiment of the piers-pile, the execution of the deck under the railway and the ballast in night operations; transverse post-tensioning in the first instance, and straight longitudinal post-tensioning secondly for the deck; to conclude the controlled excavation below the deck to continue the trunk highway that passes under the structure. In this work new structural types are inferred for the design of similar structures, which are proposed as possibilities for the design of new bridges.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Driven caisson; Constructive process; Structural type; Two-way prestressed

Correo electrónico: ingeturarte@telefonica.net

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.03.003
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 10/12/2025

1. Introducción

El presente artículo tiene como objeto presentar el viaducto para ferrocarril de vía estrecha sobre la A-8 a la altura de Navia. De modestas dimensiones, y proyectado con la nueva instrucción de puentes para ferrocarril [1], la singularidad de su procedimiento constructivo y las tipologías estructurales derivadas del mismo dan justificación a este documento.

2. Descripción del viaducto

2.1. Necesidades del trazado de la vía y del trazado de la autovía: sección geométrica resultante

A pesar de que la vía existente era única, FEVE, la Propiedad, quería dejar prevista la posibilidad de realizar una segunda vía férrea que pudiera ampliar el servicio.

Por un lado, el trazado de la nueva autovía A-8 obligaba a ejecutar un desmonte en trinchera tal que minimizara el impacto medioambiental provocado por dicho desmonte. Esta condición es la que justificaba una sección resistente peraltada, lo que dio lugar a la elección de sendas vigas resistentes laterales que soportaran el tablero del menor canto posible, 0,80 m.

Por otro lado, el trazado en planta de la línea férrea existente (fig. 1) obligaba a sobreanchos que no se hubieran dado en caso de trazado recto. Dichos sobreanchos, unidos a los gálibos exigidos por la Propiedad, fueron los que provocaron la necesidad de un ancho de tablero estricto de 10,90 m de anchura libre (fig. 2).

Los criterios de durabilidad y mínimo mantenimiento del viaducto invitaban a una estructura de hormigón armado o pretensado.

La sección consta de 2 vigas longitudinales rectangulares peraltadas de 1,00 m de ancho por 2,30 m de canto, que recogen un tablero de piezas prefabricadas en forma de pi.

El canto de las 2 vigas corresponde a las necesidades de armado compatibles con las luces resultantes de la sección transversal del tronco de la autovía A-8. Dichas luces conllevan, debido al esviaje en planta conjugado con la curvatura del tablero, a 2 vanos de 27,58 y 26,65 m, respectivamente, apoyando el tablero en mediana y en cabeza de desmontes (fig. 3).

2.2. Necesidades del servicio: tipología del tablero

A las necesidades geométricas de la sección hay que añadir los requerimientos de mantenimiento del servicio, que obligaban a un mínimo tiempo de corte de vías.

Es en este punto donde entra el singular procedimiento constructivo propuesto por la Dirección Técnica de DRAGADOS S.A., que plantea la posibilidad de resolver el problema mediante la ejecución de la cimentación y del tablero previamente a la excavación del desmonte. Para ello, es clave la prefabricación del tablero con *piezas de sección en pi*, denominadas en figuras *prelosas*. Esta prefabricación permite la colocación del tablero bajo el balasto existente durante cortes nocturnos de la vía, pudiendo realizarse con posterioridad el ferrallado, encofrado, hormigonado y postesado de las vigas longitudinales [2].

Así pues, el tablero está formado por piezas prefabricadas en forma de pi, de 10,90 m de largo, 0,80 m de canto y 2,00 m de ancho (fig. 4). Estas dimensiones permiten su puesta en obra sin necesidad de recurrir a un transporte especial, a la vez que se minimiza el peso de cada una de las piezas del tablero.

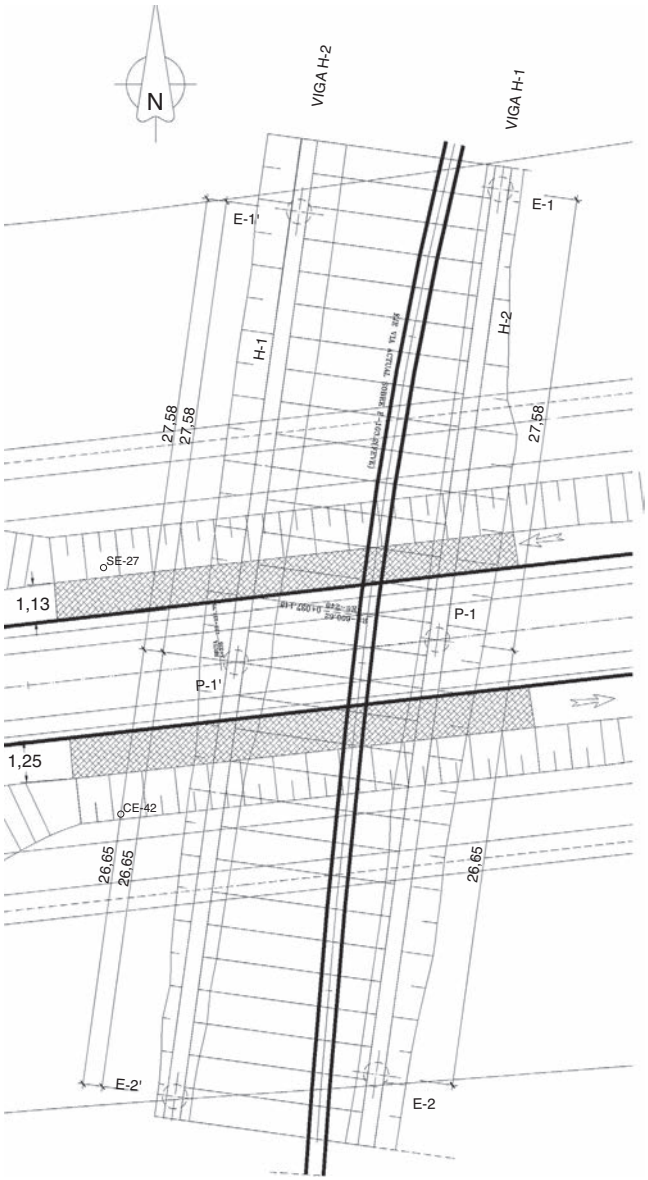


Figura 1. Planta del viaducto sobre la autovía A-8.

El tablero es postesado tanto transversal como longitudinalmente, lo que obligará a cuidar todos los detalles de armado pasivo y activo y su orden de tesado.

El funcionamiento bajo las acciones ferroviarias de las piezas en pi, antes de la ejecución de las vigas longitudinales, con el balasto y la vía existente sobre dichas piezas, obliga a su apoyo sobre el terreno en sendas vigas corridas provisionales que reducen la luz de trabajo a 6 m. Además, estas vigas funcionan como vigas armadas durante este estado transitorio (fig. 4).

2.3. Cimentación

La cimentación del tablero se realiza en 3 parejas de pilas pilotes, 3 pilas pilotes por cada una de las dos vigas longitudinales conformando sendas luces principales y 2 pequeños vuelos

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

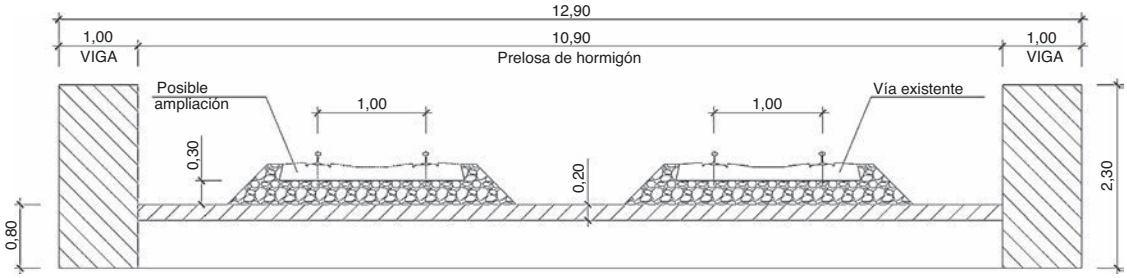


Figura 2. Sección de tablero resultante.

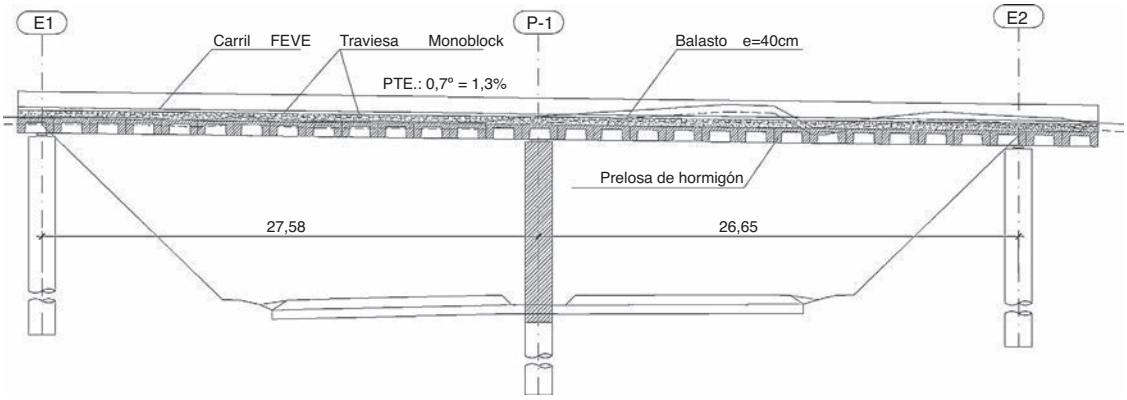


Figura 3. Sección longitudinal del tablero.

antimétricos debidos al esviaje. Los pilotes son de 1,42 m de diámetro y longitudes de 11,00 m en los de estribos y en las pilas, con un empotramiento de 4,50 m en terreno competente.

Dado que la ejecución del tablero es previa a la excavación, lo primero que se ha de realizar son las pilas pilotes y la colocación de los apoyos definitivos de la estructura.

3. Procedimiento constructivo

En el procedimiento constructivo reside la singularidad del viaducto presentado, por lo que a continuación se procede a su descripción por fases.

El terreno sobre el que se ha trazado la vía férrea es competente y relativamente horizontal, por lo que permite la ejecución de plataformas de trabajo a ambos lados de la vía. Las plataformas de trabajo se localizan paralelas a la vía férrea, y por lo tanto en la zona que va a desmontarse, por lo que el daño ecológico es mínimo (fig. 5).

En paralelo con la ejecución de las plataformas de trabajo se van realizando los muretes guía para replanteo de pilotes, que deben tener una tolerancia en cabeza de ± 2 cm para ser coherentes con la excentricidad mínima de la EHE en elementos sometidos a compresión.

La excavación de los pilotes in situ debe realizarse con inclinaciones máximas $\leq 1{,}5\%$, lo que viene dado como consecuencia de estudiar el desplazamiento máximo de los pilotes centrales de forma que permanezcan dentro de los límites de la mediana de autovía y sus protecciones.

El descabezado de pilotes es posterior a su ejecución y debe ser cuidado para la posterior colocación de los aparatos de apoyo sobre las respectivas mesetas de apoyo (fig. 6).

La fabricación en taller, transporte y acopio de las piezas en pi se ha realizado de forma paralela a los trabajos de ejecución de los pilotes. Las playas de acopio y recepción a ambos lados de la vía, que son previas al ripado de las piezas en pi, han de cuidarse en el acabado, que debe garantizar, con las tolerancias mínimas, un plano 0,05 m por encima del plano teórico definitivo, para tener margen de absorción de flechas de forma adecuada sin que el gálibo resulte disminuido (fig. 7).

A ambos lados de la vía férrea se ejecutan sendos apoyos corridos separados una distancia de 6,00 m entre ejes para que, previamente a la ejecución de las vigas longitudinales y con el

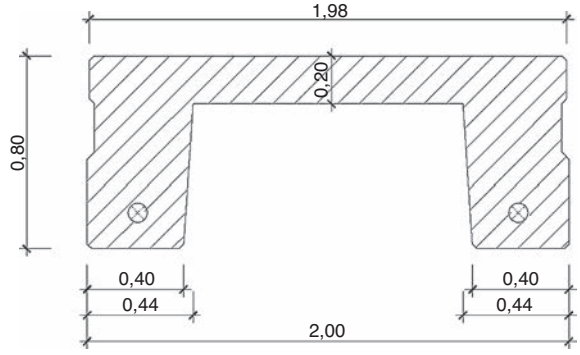


Figura 4. Sección transversal de la viga prefabricada del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

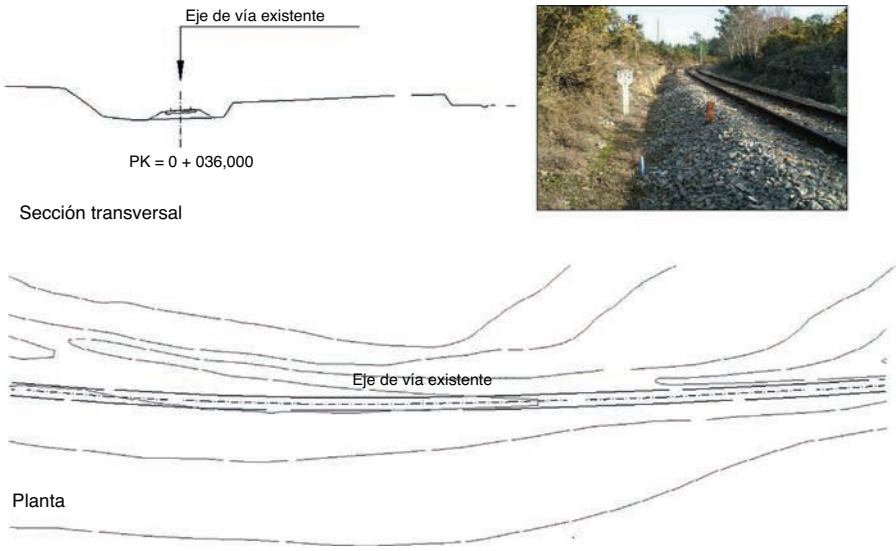


Figura 5. Estado existente.

balasto y la vía colocada, puedan soportar el apoyo simple de las acciones ferroviarias más el peso propio y el balasto, con la interposición de un neopreno corrido entre pieza en pi y zapata continua.

La gran capacidad portante del terreno permite que las vigas corridas sean mínimas (fig. 8).

Sobre la playa de acopio se colocan las piezas en pi alineadas para poder colocarlas en el menor tiempo posible en su posición provisional a modo de «traviesas bajo balasto» (fig. 9).

Con parones nocturnos de tráfico, y por fases, se procede al levantado de la vía con las grúas oportunas (fig. 10), a la retirada del balasto, al acabado del escarificado del terreno, a la colocación de las piezas en pi sobre los apoyos corridos provisionales (fig. 11), a la impermeabilización del tablero, a la restitución de balasto, y finalmente se restituye la vía en su emplazamiento espacial original.

Mención especial requiere la colocación de los apoyos de neopreno, que ha de realizarse previa a la colocación de las piezas en pi, tanto para los neoprenos definitivos como para los neoprenos corridos sobre las zapatas corridas provisionales ejecutadas a base de lechada de cemento sobre terreno rocoso competente. Este neopreno es corrido para permitir tolerancias en la colocación, aunque hubiera podido realizarse un pegado discontinuo correctamente replanteado.

La colocación de las piezas en pi mediante grúa es tal que ripa cada pieza hasta su posición definitiva.

El hormigonado de las juntas entre piezas en pi se configura para evitar el tecleo de las mismas durante la fase provisional y durante la fase definitiva (fig. 11). La aplicación de la impermeabilización superficial de tablero se realiza inmediatamente después de la colocación de un número suficiente de piezas en pi y su sellado entre ellas (fig. 12).

El armado y encofrado de las vigas laterales tiene su enjundia en la conjunción de los armados de postesado longitudinal, las armaduras pasivas y las esperas de las piezas en pi (fig. 13).

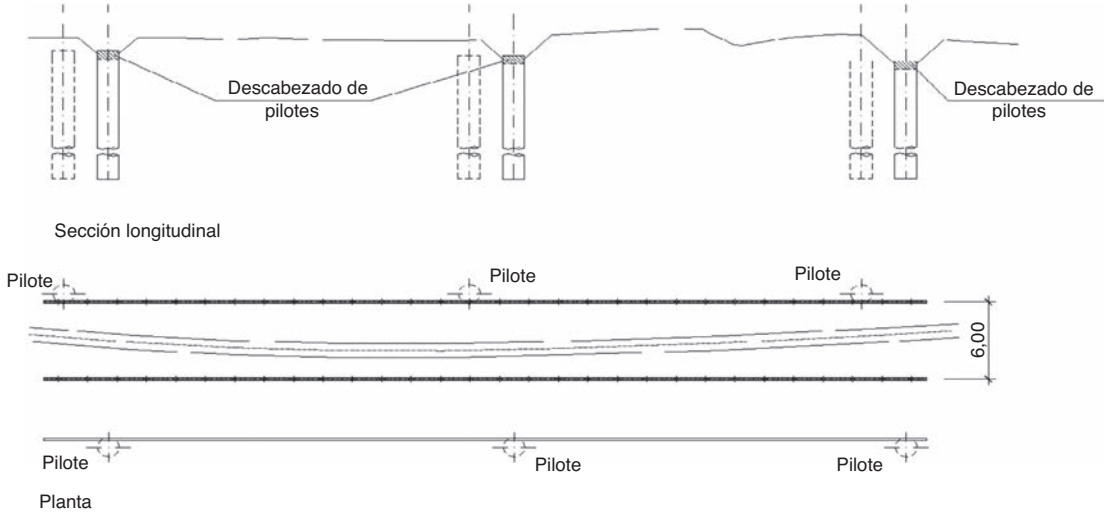


Figura 6. Ejecución de pilotes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

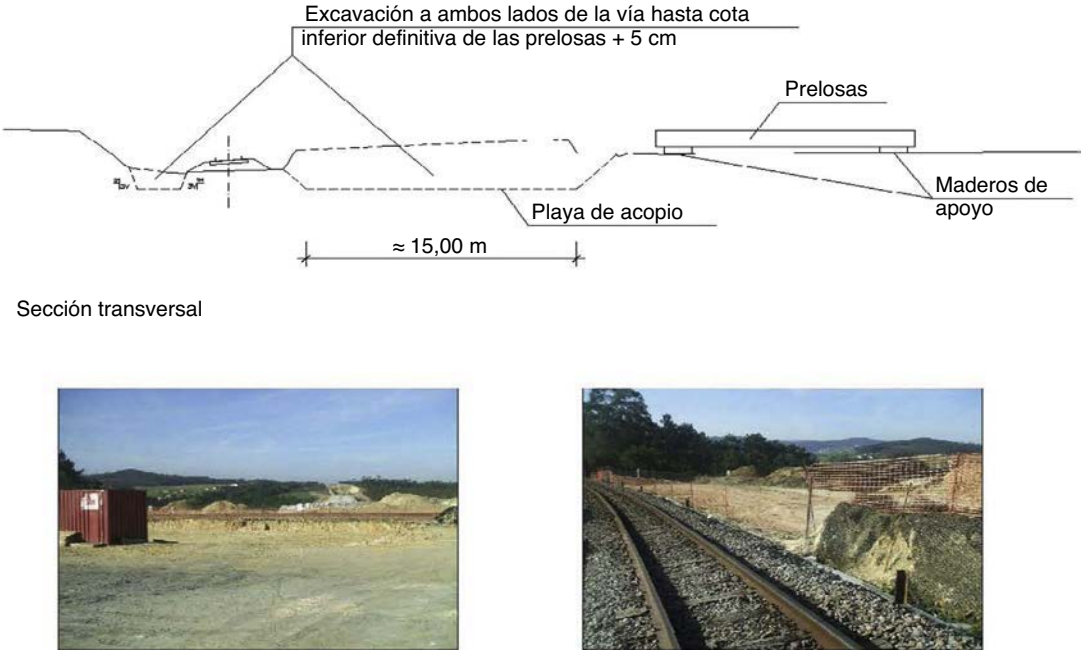


Figura 7. Acopio de piezas en pi.

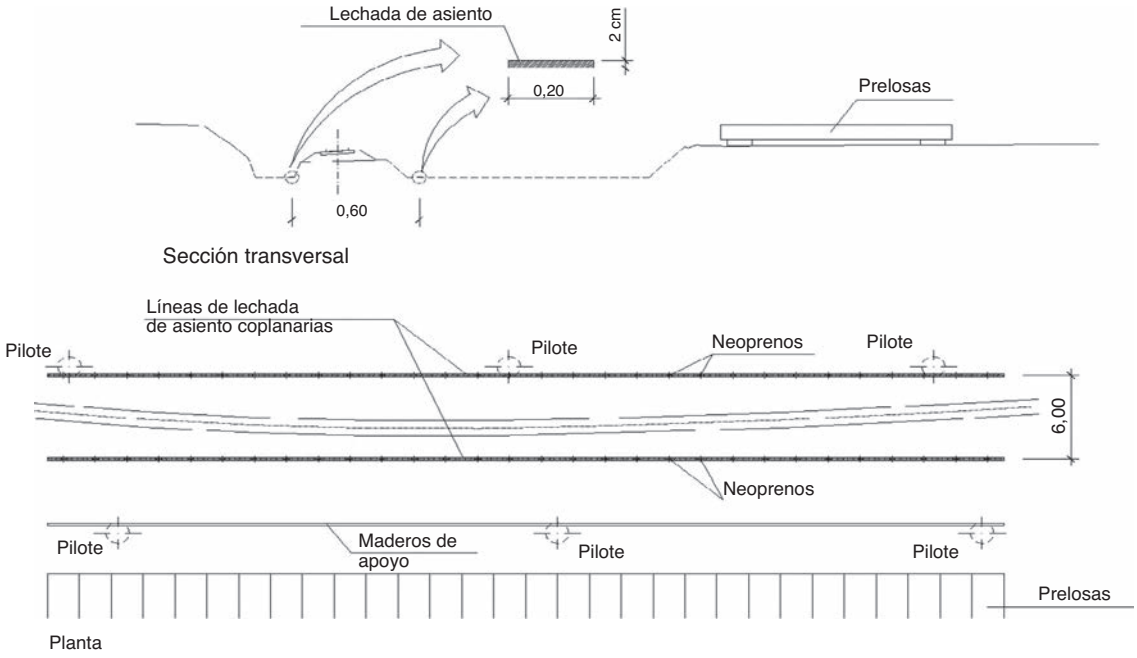


Figura 8. Líneas de lechada de asiento sobre el terreno rocoso en forma de zapata corrida.

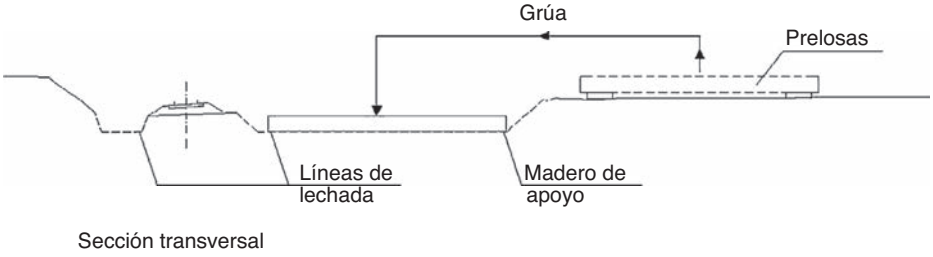


Figura 9. Colocación de piezas en pi antes de su colocación bajo vía

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

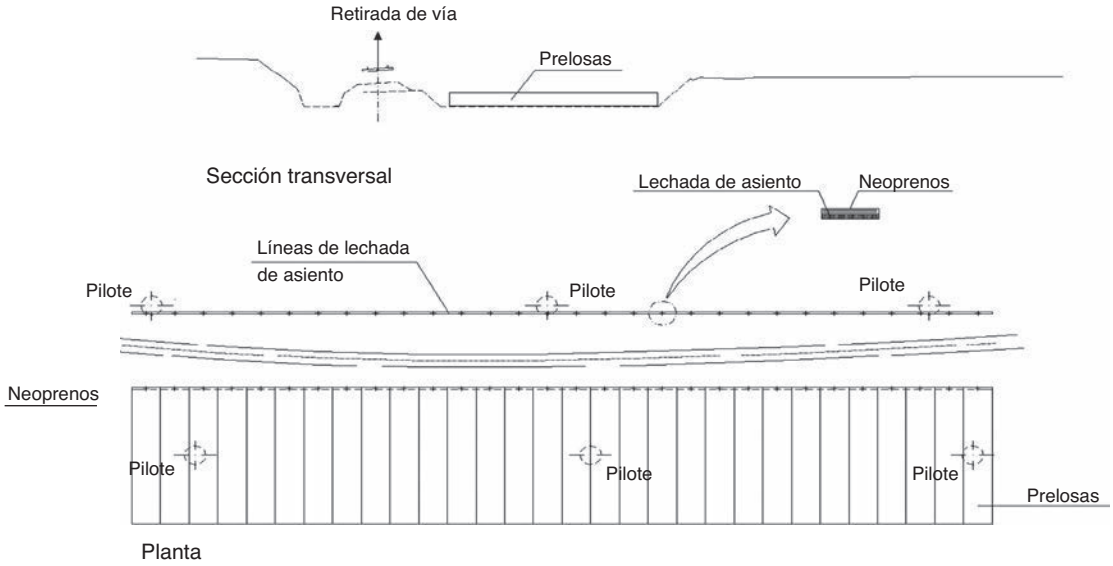


Figura 10. Retirada de la vía y del balasto para colocación de piezas en pi y restitución de balasto y vía sobre ellas.

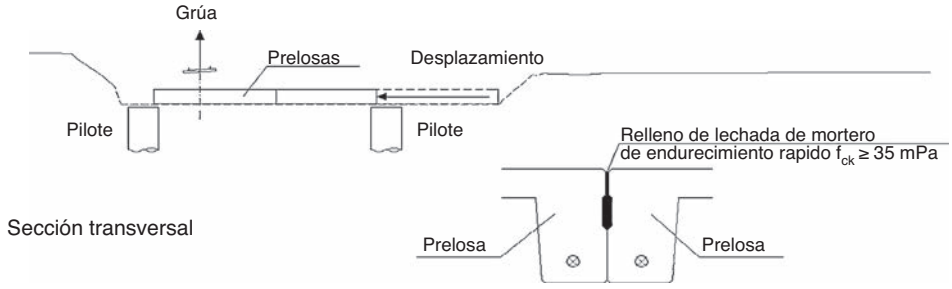


Figura 11. Colocación de las piezas en pi sobre las vigas corridas.

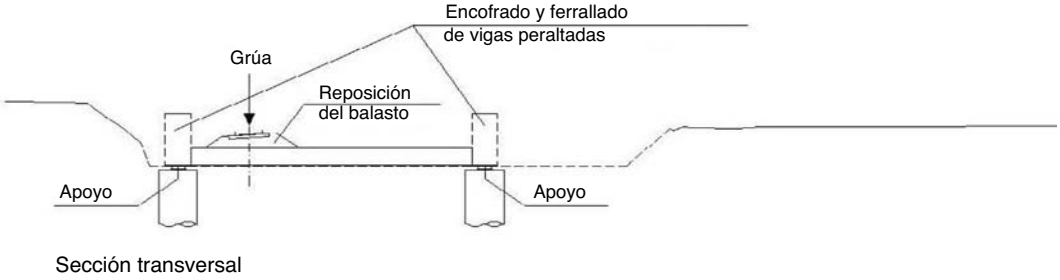


Figura 12. Ejecución de vigas peraltadas con vía en servicio. Impermeabilización bajo balasto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

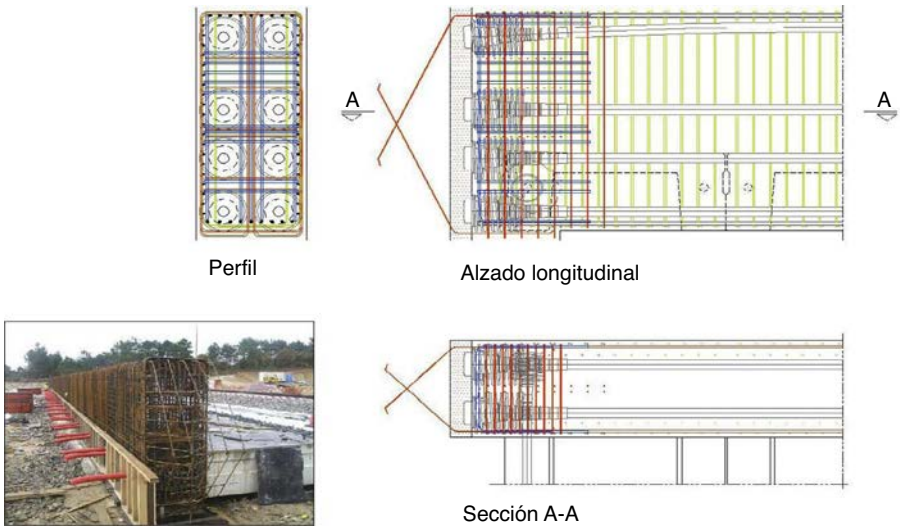


Figura 13. Armado de vigas peraltadas, donde se puede observar la gran cantidad de armado en zona de anclajes.

La razón fundamental de la utilización de hormigones de gran capacidad resistente solo tiene su razón de ser si se cuidan los espacios para el correcto hormigonado y vibrado de las vigas.

Para mayor simplicidad de los armados, se opta por el pretensado longitudinal recto, lo que aumenta su cuantía favoreciendo su constructibilidad.

El programa de postesado es fundamental en el sistema constructivo. La longitud de cada una de las familias de postesado transversal es suficientemente corta como para que solo se tese desde un extremo, por lo que se decide disponer un anclaje pasivo a un lado y otro activo en el contrario (fig. 14).

También por la facilidad a la hora de mover los equipos de tesado se decide tesar solo desde uno de los lados del viaducto, en lugar de alternativamente.

El postesado transversal (fig. 15) ha de inyectarse antes de la ejecución del postesado longitudinal porque, si se hiciera al revés, las fuerzas actuarían sobre la sección transversal de la viga longitudinal disminuida por las vainas de inyección del postesado transversal.

El postesado de vigas transversales se puede realizar con una resistencia característica a compresión menos exigente que la que necesita el tesado de las vigas longitudinales.

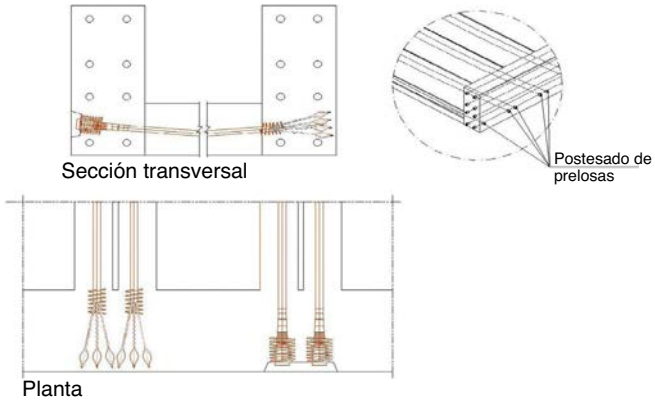


Figura 15. Postesado transversal de las piezas en pi; a la izquierda, el anclaje pasivo; a la derecha, el anclaje activo.

Figura 14. Hormigonado de vigas peraltadas.

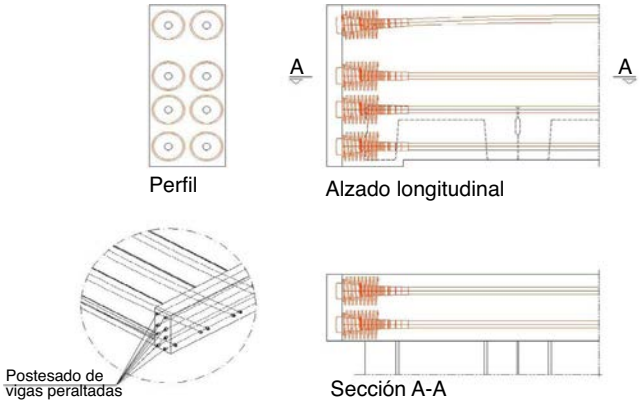


Figura 16. Postesado longitudinal de las vigas longitudinales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

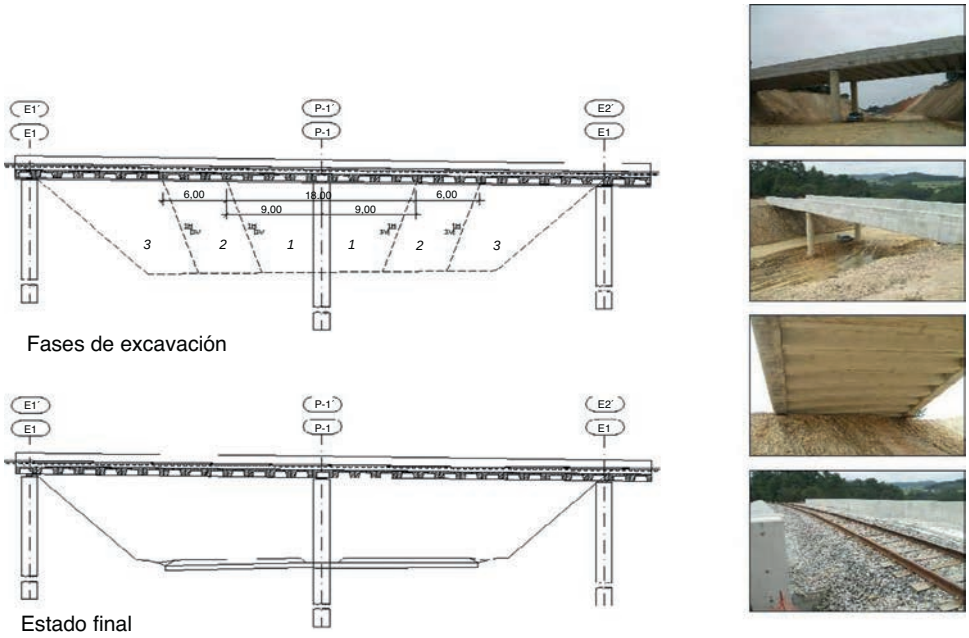


Figura 17. Excavación bajo tablero.

El detalle de armado de los anclajes transversales debe tener en cuenta que los detalles comerciales se deben revisar mediante comprobaciones técnicas adicionales, ya que todas las certificaciones de los mismos suponen que la carga de postesado se realiza sobre un macizo de hormigón, lo que no es cierto en este caso por la cercanía de las vainas de postesado longitudinal huecas en el momento del tesado transversal.

El postesado de las vigas longitudinales se realiza cuando se alcanza f_{ck}, teniendo en cuenta que la resistencia de la lechada de inyección del postesado transversal va a ser la determinante para establecer el plazo de tesado.

De nuevo, el detalle de anclaje de las vigas longitudinales se tiene que cuidar en los extremos al objeto de conjugar los armados de la viga con los armados locales de anclaje transversal y los armados de anclaje de postesado longitudinal inferior (fig. 16).

El orden de postesado de las 8 familias por viga del puente ha de realizarse por fases perfectamente estudiadas para que la resultante de la compresión se mantenga siempre dentro del núcleo central de la sección rectangular o, como mucho, permitiendo ligeras tracciones siempre menores a la resistencia característica a tracción del hormigón tesado en el momento dado.

El estado final del postesado mantiene la resultante de la fuerza de postesado dentro del núcleo central (fig. 17).

Tras la finalización del tablero se realiza la excavación ordenada del terreno bajo dicho tablero (fig. 18), lo que hay que hacer

Figura 18. Estado tras la excavación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

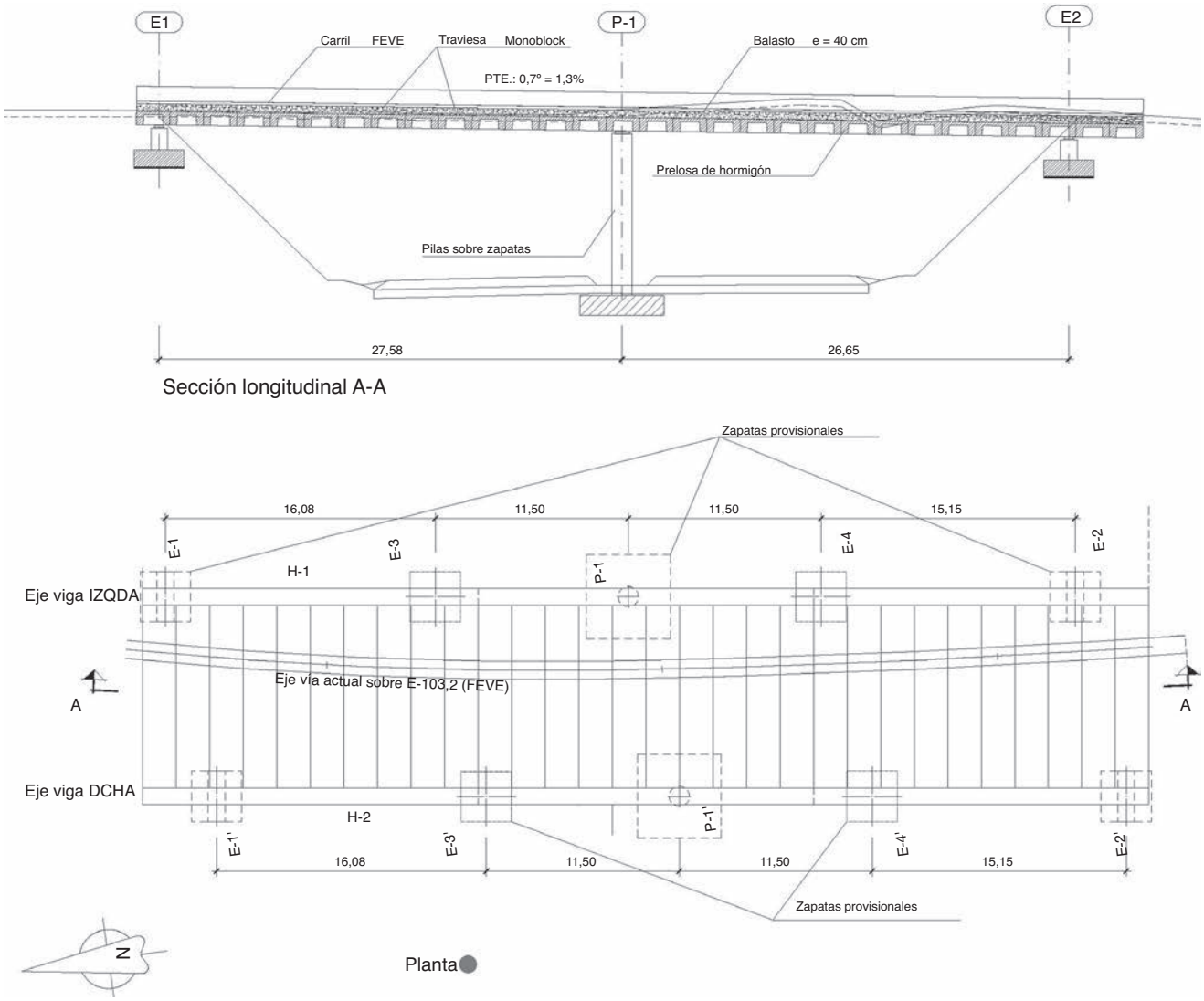


Figura 19. Solución con cimentación superficial.

de forma que no se generen esfuerzos no considerados en la envolvente. Una de las razones de que el postesado sea sensiblemente centrado es que durante esta operación, el tablero podría quedar apoyado en zonas de centro de la luz, lo que conllevaría flectores inversos a los de servicio.

Tras la excavación se procede a la ejecución del tronco de autovía bajo el viaducto.

4. Procedimiento constructivo alternativo

La razón de ser del postesado recto de las vigas longitudinales tiene parte de su justificación en la interacción con el postesado transversal. Pero existen además otras razones asociadas a procedimientos constructivos alternativos al que se adoptó de forma definitiva.

La figura 19 presenta una de las soluciones alternativas que se estudiaron en obra y que permitía ahorrar en la cimentación al proyectarla superficial. La ejecución en último término de la pila en este procedimiento alternativo obligaba a un procedimiento constructivo variante que generaba momentos constructivos opuestos a los de servicio.

En la figura 19 se puede observar que la disposición de 2 parejas de zapatas provisionales permite, mediante el ligero cambio del procedimiento constructivo descrito en la figura 20, ahorrar en la estructura a cambio de aumentar ligeramente la complejidad de las fases ejecutivas.

De estas es importante resaltar que la zona de tablero correspondiente a las pilas centrales definitivas cuyo trabajo en servicio es a negativos, antes de su ejecución, obligan a resistir momentos positivos de las vigas ante el paso ferroviario.

5. El diseño estructural: sus herramientas

Las 5 herramientas fundamentales del diseño que permiten evolucionar las tipologías estructurales son:

- El dibujo de formalización.
- El procedimiento de cálculo.
- La elección de los materiales utilizados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

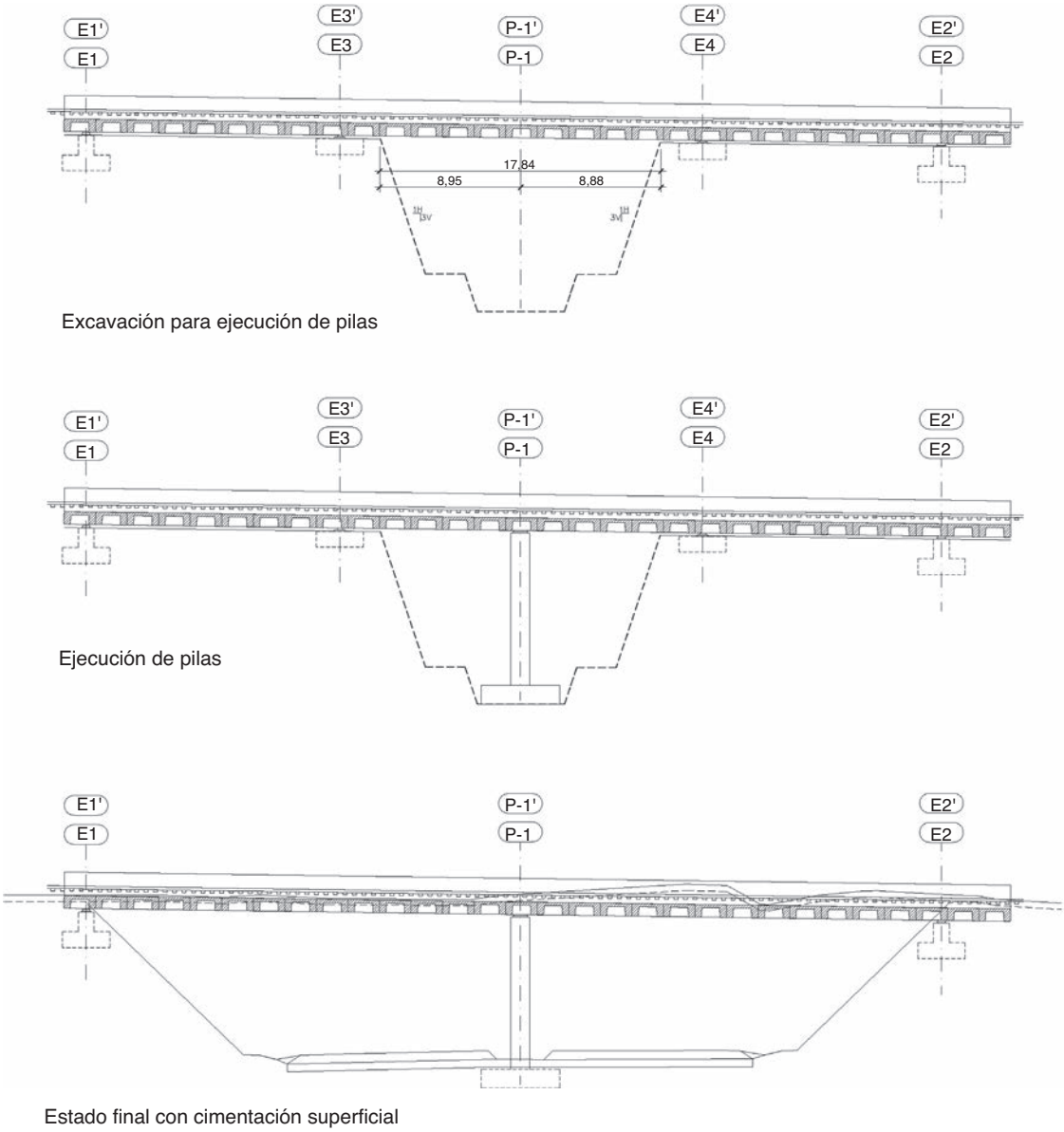


Figura 20. Variación del procedimiento constructivo con cimentación superficial.

- El procedimiento constructivo.
- El procedimiento de fabricación industrial.

La primera de las herramientas, el dibujo de formalización, es dominada por los arquitectos mejor que por los ingenieros, dado que la formación ingenieril en lenguaje gráfico se centra en su lectura, interpretación, copia y reinterpretación, pero no en su creación. Haciendo un parangón con el lenguaje escrito, el arquitecto es el escritor y el ingeniero, el crítico literario, lingüista y lector.

Los procedimientos de cálculo derivados del lenguaje matemático y del programático, que tanto han evolucionado desde la aparición del computador, son dominados por los ingenieros y permiten la realización de ensayos virtuales que anticipan la validez y la seguridad del diseño. Dichos procedimientos han evolucionado hacia un menor tiempo de cálculo y un mayor tiempo en la introducción de datos y en la modelización, por lo que la tendencia es a fusionar el programa de dibujo y el de cálculo. Y esta sistematización conjunta es imparable, aunque no debería olvidarse la necesidad de seguir creando y conservar pequeñas herramientas de comprobación que requieran poco tiempo en su manejo y gran fiabilidad en sus resultados.

La elección de los materiales ni siquiera es muchas veces tenida en cuenta de forma consciente en el día a día, pero es la herramienta que permite las grandes revoluciones tipológicas a largo plazo. Como ejemplo actualizado de esta herramienta cabe destacar los hormigones de última generación de alta resistencia autocompactables. Sin este material, el correcto hormigonado de las vigas longitudinales del viaducto de Navia, tan fuertemente armadas, no hubiera podido realizarse en las dimensiones dadas. Un nuevo material permite siempre nuevas aplicaciones [3].

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Tabla 1
Soluciones variantes derivadas

Tipologías estructurales			
Elemento estructural	Solución base	Solución 1	Solución 2
Tablero	Piezas prefabricadas	Piezas prefabricadas	Piezas prefabricadas
Armado transversal	Postesado	Postesado	Pretensado
Trazado activo transversal	Parabólico	Parabólico	Recto
Conexión entre vigas lg-tr	In situ	In situ	In situ
Vigas longitudinales	In situ	Prefabricadas	Prefabricadas
Armado a positivos	Postesado	Pretensado/postesado	Pretensado/postesado
Armado a negativos	Postesado	Postesado	Mixto

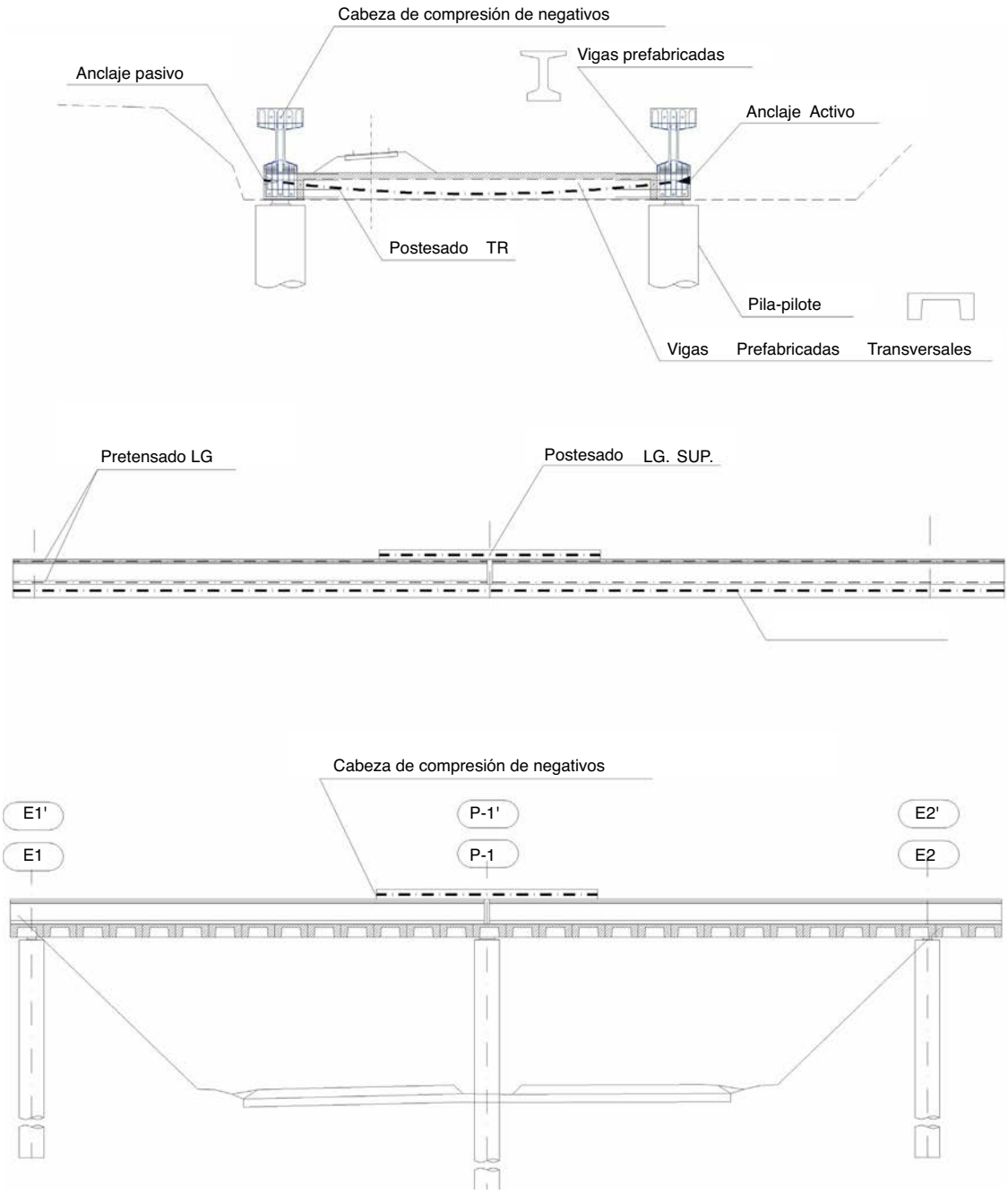


Figura 21. Variariante solución 1 con viga longitudinal prefabricada. Esquema conceptual.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

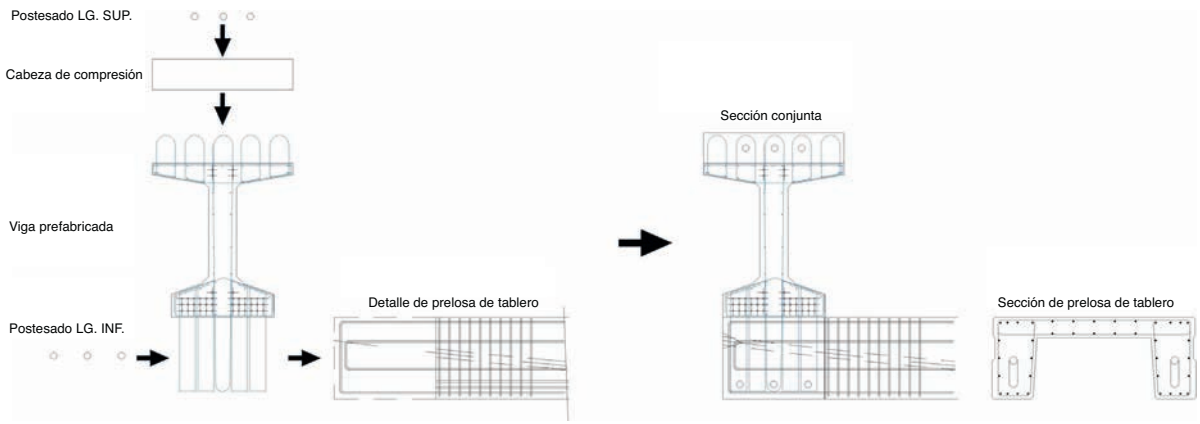


Figura 22. Variariante solución 1 con viga longitudinal prefabricada. Sección constructiva.

Las 2 últimas herramientas, el procedimiento constructivo y el procedimiento de fabricación industrial, son las que permiten una mayor creatividad y posibilidades de evolución desde el punto de vista de la ingeniería si se consideran a la vez que el proyecto y el cálculo. Un nuevo procedimiento constructivo puede generar nuevas tipologías estructurales [4,5].

La especialización profesional hace que estas 5 herramientas —las 2 primeras fusionadas— sean recintos cada vez más estancos entre ellos: el dibujo y el cálculo en la consultoría, los materiales se desarrollan en centros de investigación, el procedimiento constructivo en las contratas y el de fabricación en las industrias y subcontratas especializadas.

El trabajo en equipo resulta cada vez más importante para la concepción de las obras y su procedimiento constructivo, pero si desde el proyecto se considera el procedimiento constructivo, el resultado es siempre mucho más rentable a las partes.

El funcionamiento adecuado de la obra en servicio se considera el fin último de una construcción, por lo que es habitual, en proyecto, definir la estructura definitiva en servicio, considerando al menos un procedimiento constructivo conocido, sabiendo que las variantes del mismo pueden ser múltiples.

Se deja así a la empresa constructora el desarrollo de la definición de las fases ejecutivas fundamentales para la consecución del éxito. Desde nuestra experiencia, el diseño estructural no se debe concebir sin la definición del procedimiento constructivo y su inclusión en dicho diseño. Es más, *la estructura se calcula como se construye, no como se dibuja en estado final*. Este viaducto de Navia, de geometría cartesiana, es un bello ejemplo.

El diseño estructural en proyecto alcanza un grado de excelencia, en opinión del autor, cuando el procedimiento constructivo definido en proyecto no puede ser variado. Este debe ser un reto del proyectista.

La sanción crítica del constructor al procedimiento constructivo es la que valida la *ética económica de la obra*.

Mucho menos frecuente es la consciencia del constructor, impedido por el ejercicio de la gestión, de que *la belleza de la obra también está en el procedimiento constructivo*. Los cada vez más abundantes documentos de seguimiento del histórico del procedimiento constructivo a través de fotos y vídeos es un ejercicio de educación y formación que permite ir ganando cotas de conciencia profesional y de divulgación a la sociedad del esfuerzo que se realiza en toda obra.

En el caso que nos ocupa, las 5 herramientas del diseño del viaducto de Navia han estado trabajando al unísono entre consultoría, contrata e industrias suministradoras.

6. Tipologías estructurales derivadas

De este trabajo realizado en el viaducto de Navia se deriva alguna tipología estructural variante inspirada en la obra realizada y que pasa a describirse conceptualmente a continuación.

La tabla 1 recoge las tipologías básicas que pueden combinarse para formalizar soluciones variantes:

La solución base ya está explicada, pero como soluciones hay dos alternativas que se describen a continuación:

En la figura 21 se esboza la solución 1, variante de la ejecutada en la que se emplean más medios prefabricados. En concreto se utilizan vigas prefabricadas longitudinales con conexión a negativos sobre pilas con capas de compresión superior, y a positivos y aprovechando la unión entre piezas prefabricadas de tablero y las vigas longitudinales en el pie de las vigas prefabricadas. El armado transversal sigue siendo a través de un postesado transversal. El postesado de negativos se reduce a la zona donde se dan estos esfuerzos.

La figura 22 recoge la sección constructiva tipo y cómo se resuelve la unión entre las piezas de tablero y las vigas prefabricadas. En esta solución existe una discontinuidad en el alma de las vigas longitudinales en la zona de apoyo de pilas, ya que se diseña la unión para que el cortante descanse encima de la pila a través del hormigón in situ de conexión entre tablero y vigas longitudinales. También hay que destacar que el postesado inferior debería ser de simple atado y continuidad, dado que en las zonas de negativos podría ser perjudicial.

De la sección constructiva también se infiere la importancia de definir bebederos para el hormigonado a posteriori del hormigón in situ del pie de las vías longitudinales, de aquí la importancia de la utilización de hormigón autocompactable, dado que el patín interior impide el vibrado.

La viga longitudinal tiene definidas esperas tanto en su cabeza superior como en su cabeza inferior, pero unas u otras pueden

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

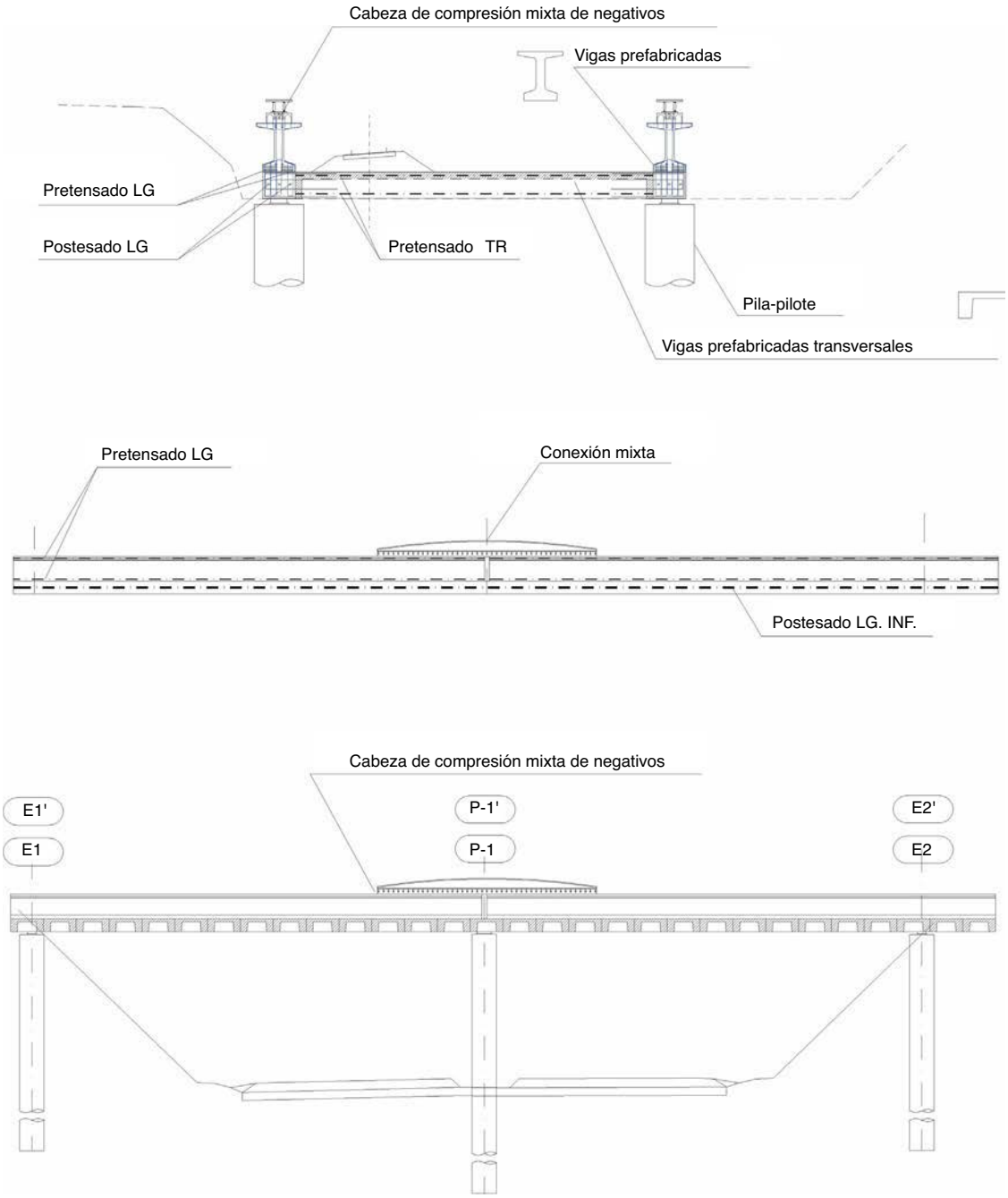


Figura 23. Variariante solución 2 con viga longitudinal prefabricada. Esquema conceptual.

ser sustituidas por conexiones mixtas compatibles con los procedimientos habituales de prefabricación, en lugar de acudir a soluciones a través de manguitos embebidos en encofrados.

En la figura 23 se avanza la solución 2, variante de la ejecutada, en la que se emplean todavía más medios prefabricados. En concreto se utilizan vigas prefabricadas longitudinales con conexión a negativos sobre pilas con perfiles metálicos superiores conectados. También se dispone un postesado a positivos aprovechando la unión con hormigón in situ entre piezas prefabricadas de tablero y las vigas longitudinales en el pie de las vigas prefabricadas. En función del dimensionamiento, el postesado inferior podría eliminarse si el estado de fisuración en servicio fuera adecuado.

En esta nueva solución, el armado activo transversal pasa a ser un pretensado, con el consiguiente ahorro de tiempos y tajos de ejecución en obra. El postesado de negativos se reduce a la zona donde se dan estos esfuerzos.

Los problemas industriales de fabricación de las vigas longitudinales son análogos a los que tiene la solución 1.

La figura 24 recoge la sección constructiva tipo de la solución 2 así como la manera de resolver la unión entre las piezas de tablero y las vigas prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

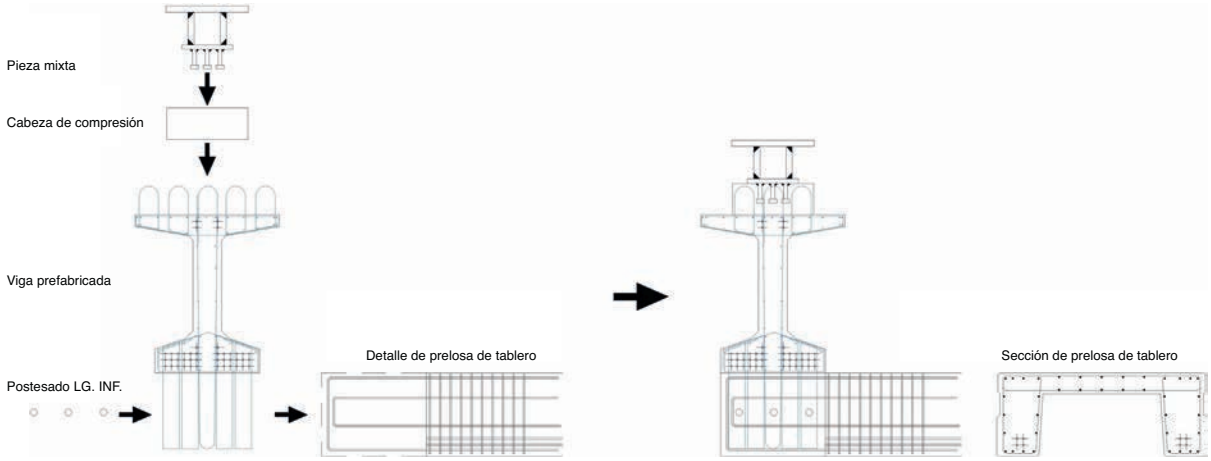


Figura 24. Variariante solución 2 con viga longitudinal prefabricada. Sección constructiva.

En esta solución también existe una discontinuidad en el alma de las vigas longitudinales en la zona de apoyo de pilas, ya que se diseña la unión para que el cortante descanse encima de la pila a través del hormigón in situ de conexión entre tablero y vigas longitudinales que a su vez descansa en el apoyo.

El postesado inferior debería ser de simple atado y continuidad, dado que en las zonas de negativos es perjudicial al aumentar la compresión en las vigas longitudinales.

De la sección constructiva se infiere también la necesidad de bebederos para el hormigonado a posteriori del pie de las vías longitudinales.

Igualmente se observa la necesidad de resolver en taller de prefabricación las esperas a cortante necesarias para la conexión con las armaduras longitudinales.

7. Conclusiones

Este nuevo sistema para la ejecución de viaductos bajo vía férrea existente se ha mostrado eficaz en su aplicación al viaducto de Navia, permitiendo realizar, económicamente y en plazo, la ejecución de dicho viaducto, afectando mínimamente al tráfico preexistente sobre su vía y presentándose como una posible alternativa a cajones hincados si las condiciones así lo permiten.

Existen diversas variantes posibles en cuanto a utilización de materiales, empleo de elementos prefabricados, etc., algunas de las cuales se han presentado conceptualmente en este artículo, de modo que la solución empleada finalmente en el viaducto de Navia es la que se consideró más adecuada con las condiciones de contorno existentes, pero no es más que una de las posibilidades que ofrece la metodología.

La idea conceptual de este sistema puede desarrollarse en otros tipos estructurales, de modo que queda la puerta abierta para que, con las necesarias adaptaciones y un desarrollo específico, se pueda extender a tableros continuos prefabricados.

8. Relación de participantes

Nombre de la obra	Autovía del Cantábrico. Tramo: Navia-Tapia de Casariego
Nombre de la estructura	Paso superior del ferrocarril de FEVE
Propiedad	Ministerio de Fomento
Proyecto de la estructura	INGETURARTE S.L. Jorge Aparicio García
Empresa constructora	DRAGADOS S.A.
Jefe de obra	Vicente Pérez Pérez
Jefe de Oficina Técnica	Carlos Hipólito Fernández Brin
Jefe de Producción	Luis García-Arango Veiga
Dirección técnica	Luis Peset González/Juan Jesús Álvarez Andrés/Luis Sopeña Corvinos
Asistencia técnica a la dirección de obra	APIA XXI
Asistencia técnica a la obra	INGETURARTE S.L. Jorge Aparicio García
Pretensado	ICQ Manuel Alves

Bibliografía

[1] Ministerio de Fomento, Instrucción sobre las acciones a considerar en los puentes de ferrocarril. Orden FOM/3671/2007, Ministerio de Fomento, Madrid, 2007.

[2] Ministerio de Fomento, Instrucción de Hormigón Estructural — EHE-08, 2.ª ed., Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.

[3] Garrido Hernández A. (Coordinador). Hormigón autocompactable. Hormigón y Acero, 228 y 229, 2003, p. 133-166.

[4] J.J. Álvarez Andrés, L. Peset González, J. Aparicio García, L. Sopeña Corvinos, Ampliación y reparación de la calzada derecha del Viaducto de la Jarosa, V Congreso de ACHE, Barcelona, 2011.

[5] L. Peset González, J.J. Álvarez Andrés, L. Sopeña Corvinos, J. Aparicio García, Un nuevo método de rehabilitación y ampliación de dinteles en puentes de vigas. Aplicación al viaducto de la Jarosa. Nuevas tipologías inferidas 63 (2012) 7-30.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276):151–163
www.e-ache.com

Original

Nuevo método de lanzamiento y sistema de empuje de puentes metálicos. Bases conceptuales

A new steel bridge launching system and method. Fundamentals

Antonio Navarro-Manso [a], Mar Alonso-Martínez [b], Juan José del Coz Díaz [b,*], Daniel Castro-Fresno [c] y Felipe Álvarez-Rabanal [b]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Energía, Universidad de Oviedo, Gijón, Asturias, España*
[b] *Dr. Ingeniero Industrial, Universidad de Oviedo, GICONSIME, Gijón, Asturias, España*
[c] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Cantabria, GITECO, Santander, España*

Recibido el 27 de mayo de 2014; aceptado el 29 de septiembre de 2015
Disponible en Internet el 25 de noviembre de 2015

Resumen

La construcción de un puente es la etapa más comprometida de su vida; se dice que si un puente es capaz de superar su fase de ejecución, entonces puede permanecer durante siglos. Esto es particularmente cierto en casos como los puentes empujados.

La estructura debe soportar diferentes esfuerzos durante el lanzamiento, incluso superiores a los de servicio. Actualmente, este procedimiento está limitado por la luz máxima del puente.

Este artículo sienta las bases para el diseño y la optimización de un nuevo método de lanzamiento de puentes metálicos, de sección constante, proponiendo el lanzamiento de luces de hasta 150 m de forma continua y eficiente. Para alcanzar este desafío, se plantea un cambio conceptual en la estructura que se debe lanzar.

Así se evitan los medios auxiliares singulares o costosos y los tiempos muertos en las fases de empuje y se hace posible competir con otras tipologías o sistemas (autocimbra o avances en voladizo).
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Lanzamiento de puentes; Construcción de puentes; *Patch loading*; Puentes de acero

Abstract

The construction of a bridge is the most important stage. If a bridge can resist this then it will last for ages. And this is especially true in structural typologies such as launched bridges.

The reason is that the structure must resist different forces as the launching process goes forward. Besides, those forces are greater than the serviceability state loads. This system is currently limited by the maximum length span of the bridge.

The challenge of this paper is to achieve a span length of 150 m, therefore up to date elements will be assembled on the main launched structure and used in the bridge itself after the launching has been finished.

Thus, it will allow us to compete against other construction systems (cantilever or movable scaffolding). In this way auxiliary means will not be needed and wasted time can be reduced by designing a continuous system.
© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Bridge launching; Bridge construction; Patch loading; Steel bridges

1. Introducción

El procedimiento constructivo de puentes mediante la técnica de empuje o lanzamiento se define como aquel en el que

* Autor para correspondencia.
Correos electrónicos: delcoz@uniovi.es, juanjo@constru.uniovi.es (J.J. del Coz Díaz).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.09.001
0439-5689/© 2014 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 10/12/2025

la ejecución de parte o la totalidad de la estructura se realiza fuera de su ubicación definitiva y, posteriormente, se traslada a dicha localización mediante un mecanismo que impulsa el tablero construido hasta el momento. Este movimiento se realiza, en el caso tratado en este artículo, mediante desplazamiento horizontal del tablero sobre las pilas del puente previamente construidas [1].

La técnica de empuje de puentes (también conocida como *Incremental Launching Method* [ILM]) nace en Europa en el siglo XIX [2], pero no es hasta mediados del siglo XX cuando alcanza su madurez y su espectacular desarrollo. La primera aplicación moderna de este método data de 1961, y corrió a cargo de Leonhardt y Baur en el puente sobre el río Caroní, de 96 m de luz (Venezuela, 1961-1963). Dicho sistema constructivo fue patentado en 1967 y es aplicable especialmente a estructuras con una gran longitud, de forma que la repetitividad de las tareas justifique la implantación del sistema referido; y también en aquellas otras en las que, por su altura, dificultad de acceso o protección ambiental del entorno, sea recomendable independizar la construcción del suelo, permitiendo, además, un elevado nivel de calidad y seguridad en los trabajos, gracias a la ejecución de estos de forma cíclica en una instalación fija.

Los parámetros más importantes que determinan los sistemas de lanzamiento y de empuje más aconsejables en cada caso son, por un lado, la luz máxima que se debe empujar (ya que los esfuerzos que se producen cuando este vano está en voladizo son mucho mayores, y de signo contrario, que los esfuerzos definitivos) y, por otro, el material de su sección, ya sea metálica o de hormigón [3]. En la actualidad son muy variadas las aplicaciones del método, con ejemplos realmente notables que constituyen verdaderos hitos en la historia de la construcción de puentes.

En cuanto a los principales inconvenientes de la técnica de lanzamiento de puentes, a los que se da respuesta con el nuevo método descrito en este artículo, se mencionan:

- La diferencia existente entre el esquema resistente de la estructura durante el proceso constructivo (voladizo) y durante su vida útil o situación de servicio (viga continua) [4].
- La naturaleza evolutiva del lanzamiento, que implica que todas las secciones del puente soportarán esfuerzos alternos de flexión positiva y negativa, siendo muy elevados (superiores a los esfuerzos en servicio) en los dos primeros vanos de avance [5].
- El paso de todas las secciones por los apoyos de cada pila, por lo que todas deberán ser capaces de soportar el esfuerzo cortante y el efecto local de la carga concentrada, y no solo las secciones que se diseñan para apoyo definitivo de la estructura *(patch loading)*. Se producen reacciones verticales elevadas y concentradas, mayores cuanto mayor es la envergadura del lanzamiento [6,7].

Los problemas relativos a los sistemas de empuje empleados en el lanzamiento del tablero son:

- Un importante porcentaje del coste global del lanzamiento de puentes corresponde a tiempos muertos, tales como recogida de los gatos, de los cables o de las barras, montaje de la percha trasera en la cara dorsal de cada nueva dovela, fijación de los elementos de deslizamiento sobre la tabla inferior de la nueva dovela, enclavamiento-desenclavamiento de los patines de deslizamiento, etc. La operación de empuje no se realiza de forma continua.
- Las velocidades medias de lanzamiento que se obtienen con los métodos actuales nunca superan los 12 m/h, por lo que se requieren varios días para llevar a cabo el lanzamiento completo de un puente o viaducto, incluso para completar cada una de las fases en las que se pueda subdividir el empuje.
- Tampoco incorporan, como norma general, ningún mecanismo propio de seguridad o detención automática ni control y compensación de la carga.
- Actúan predominantemente en un solo sentido, teniendo que recurrir a operaciones costosas y a medios auxiliares complicados cuando se desea invertir el sentido de empuje.

Por todo ello, los sistemas de empuje actuales son altamente dependientes de los condicionantes concretos de cada caso particular y su reutilización es, en ocasiones, costosa o incluso desaconsejable, necesitando continuas modificaciones para conseguir la generalidad que demanda el mercado. Hasta el momento no se ha desarrollado un sistema que se adapte a cualquier tipología de estructura.

Otro motivo que, desgraciadamente, justifica la necesidad de mejorar el sistema de empuje de puentes es el incremento de accidentes que se ha producido en los últimos años. Estas situaciones de peligro o colapso se han generado, en la mayor parte de los casos, por los siguientes motivos: deficiencias en el sistema de retenida o frenado del puente durante su empuje, indefinición de las variables principales de control y sus valores (así como los umbrales de alarma de las mismas) y, entre los problemas estructurales, el *patch loading* [8].

Por tanto, se concluye que existen numerosas realizaciones de puentes empujados, si bien la mayoría de ellas constituyen ejemplos singulares y costosos, sin estar definido un proceso con suficiente racionalización para su empleo regular y sistemático en un mercado global y altamente competitivo como el actual.

Este artículo establece una metodología normalizada para la construcción de puentes mixtos empujados, con la capacidad de ser adaptada a casos singulares, de forma que se estandaricen las tecnologías usadas hasta el momento y, lo que es más importante, se impulse una práctica constructiva más segura, con una reducción de costes y mayor protección del medio ambiente, al tratar de minimizar o eliminar los medios auxiliares. Los objetivos que se pretenden alcanzar son los siguientes:

- *Eficiencia*: desarrollo de un modelo muy competitivo frente a otras tipologías o sistemas constructivos, por su coste y por la reducción de los plazos de ejecución de obra.
- *Versatilidad*: aplicable a múltiples situaciones de orografía, así como adaptable a diferentes modelos de construcción

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

(acero u hormigón, por ejemplo); aumento de las luces máximas que se empujan actualmente.
- *Calidad y sostenibilidad*: reutilización de los materiales y respeto de las condiciones medioambientales del entorno.

2. Contexto del estudio y estado del arte

Las hipótesis de partida (referente a la actual técnica de empuje de puentes, ver una de las últimas realizaciones españolas en la fig. 1 [9]) sobre las que se evalúa el salto tecnológico que se pretende alcanzar [10] se resumen a continuación:

- Las luces usuales con las que se construyen en la actualidad los puentes empujados metálicos son del orden de 50-80 m para secciones metálicas, estando la luz óptima en torno de los 70 m.
- La tendencia actual es la de disminuir ligeramente esta luz óptima y, por el contrario, el aumento sostenido de la luz máxima (hasta 110 m con los medios auxiliares actuales y obviando los casos realmente singulares o extraordinarios). Para viaductos de doble calzada de autovía (24 m de ancho) las luces se pueden incrementar ligeramente, estando las esbelteces habituales comprendidas entre 1/20 y 1/25. En cambio, para puentes de ferrocarril el rango de esbelteces disminuye a 1/14-1/16. Las longitudes óptimas de los viaductos empujados son de unos 600 m, alcanzando máximos razonables de 1.500 m. El desarrollo del nuevo sistema que se presenta permite alcanzar luces de hasta 150 m [11].
- Actualmente predominan los puentes empujados para carretera, tanto metálicos como de hormigón, y los puentes empujados para la alta velocidad ferroviaria, que en España son fundamentalmente de hormigón [12].
- Respecto al sistema de empuje, hoy en día se utilizan generalmente gatos de fricción o tiro mediante cable, debiendo detener el avance de la estructura cada vez que se recoge el émbolo de los gatos. La velocidad de empuje media real se estima en 6-8 m a la hora. El nuevo sistema quiere evitar los tiempos muertos de empuje alcanzando efectivamente rendimientos horarios de hasta 15 m. Otros sistemas habituales son el tiro con barra, cremallera o el uso de patines de deslizamiento.
- Las secciones que se utilizan habitualmente son tipo cajón, reservando la sección en celosía para casos excepcionales y la sección bijácena para puentes de luces más modestas. El futuro desarrollo de esta nueva tecnología permitirá el empuje de cualquier tipología de sección atendiendo tanto a su geometría como a sus materiales [13].
- Actualmente se utiliza de forma predominante la acción mixta en la losa superior, ejecutando esta después de finalizado el empuje [14]. El nuevo sistema permite la incorporación también de la doble acción mixta, integrándola en el propio sistema de construcción, que tiene un uso ampliamente extendido hoy en día.

Evidentemente, existen casos singulares, en los que las magnitudes del empuje sobrepasan los valores medios presentados (hasta llegar a los 140 m de Verrieres [15], con varios elementos auxiliares; o los 342 m de Millau [16], empujado desde ambos estribos); entonces es necesario considerar las secciones en celosía, empuje de tableros atirantados, cantos variables, empujes desde ambos estribos, etc.

2.1. Medios auxiliares de empuje

Entre los medios auxiliares (ya esbozados en la patente alemana [17]) que ayudan al voladizo a soportar los esfuerzos de lanzamiento se encuentran los siguientes [18]: pilas auxiliares intermedias [19], nariz de empuje [20], aligeramiento del tramo frontal (volado) de avance, torre de atirantamiento provisional o definitiva [21,22], disposición de un tirante de tracción superior, refuerzo de las secciones de los dos primeros vanos del tablero, empuje desde ambos estribos simultáneamente, y técnicas mixtas, que combinan varios de los elementos anteriores [23,24].

La característica común de todos estos sistemas es que representan un coste importante en tiempo de proyecto, ejecución y presupuesto de medios auxiliares, y que posteriormente hay que retirar; es decir, que no formarán parte de la estructura definitiva. En este sentido es muy interesante el sistema ábaco [25], desarrollado y utilizado para eliminar los problemas descritos.

Además, todos estos métodos se caracterizan por su poca adaptabilidad a la generalidad de los casos, siendo lo más normal utilizarlos y particularizarlos solo para una estructura concreta [26]. El aprovechamiento de los mismos materiales para otros casos, aunque posible, es en general más costosa que la nueva fabricación de estos elementos.

Figura 1. Viaducto del Regueirón, Asturias, España. Año 2012 (cortesía de COPROSA).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

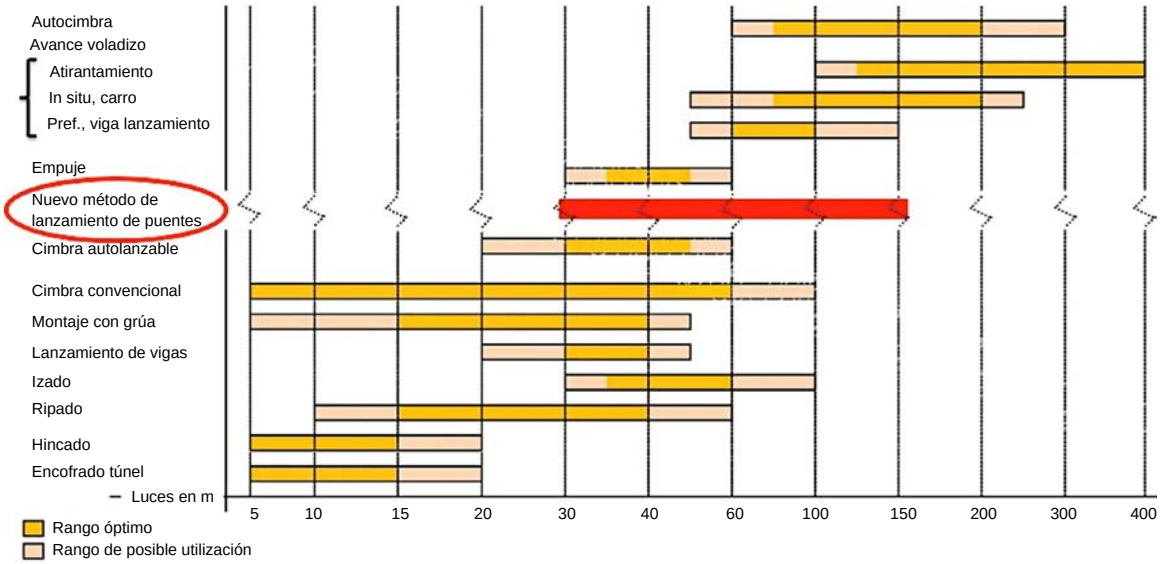


Figura 2. Rango de utilización del nuevo método de lanzamiento en función de la luz.

2.2. *Sistemas de empuje*

Actualmente existen diferentes métodos para llevar a cabo el empuje de tableros mixtos o de hormigón [27]: sistemas por fricción y otros sistemas, entre los que se incluyen: tiro con cable [28], tiro con barra, sistemas de deslizamiento, gatos de fricción [29–31] y plataformas de transporte.

2.3. *Situación actual del ILM y posibilidades técnico-competitivas del nuevo sistema de empuje*

En la figura 2 [32] se observa que actualmente el rango óptimo para empujes de puentes de hormigón ronda los 50 m, alcanzando de forma razonable una luz de 60 m. Para tableros metálicos es posible ampliar este rango, estableciéndose un rango óptimo de 50 a 70 m y unas luces máximas en torno de los 80 m, como ya se ha comentado. Estos valores varían con la tipología de la sección transversal (bijácena o cajón, cajón monocelular o multicelular, losa, etc.). No es, por tanto, un sistema constructivo capaz de competir con las soluciones de avance en voladizo, al menos en condiciones normales, sin recurrir a realizaciones extraordinarias de empuje simultáneo desde ambos estribos, utilización de varios medios auxiliares, etc.

Con el nuevo método de empuje de puentes es posible dar un salto tecnológico que sitúe el procedimiento constructivo de empuje de puentes en una clara posición de competencia con otras técnicas que antaño copaban prácticamente en exclusiva el dominio de las grandes luces, llevando los límites de la misma hasta los 150 m para soluciones metálicas (fig. 2).

Si se introduce el nuevo método en la tabla que refleja la tipología estructural óptima en función de la luz del puente (fig. 3) [32] se observa que las estructuras empujadas con el nuevo método abarcan el nicho de los puentes viga y entran en competencia directa con los arcos de luces moderadas (hasta

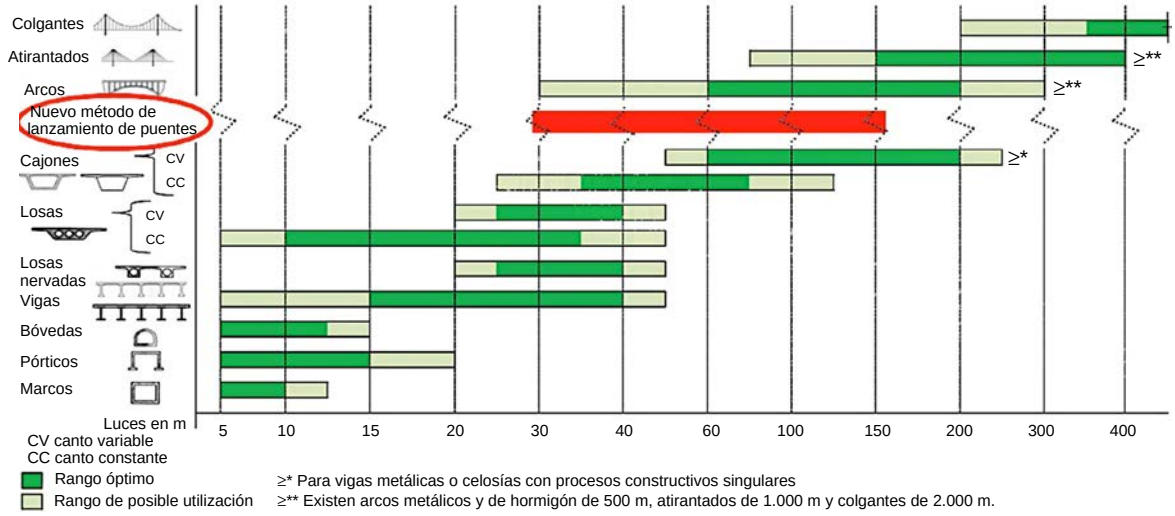


Figura 3. Rango de tipologías estructurales en función de la luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

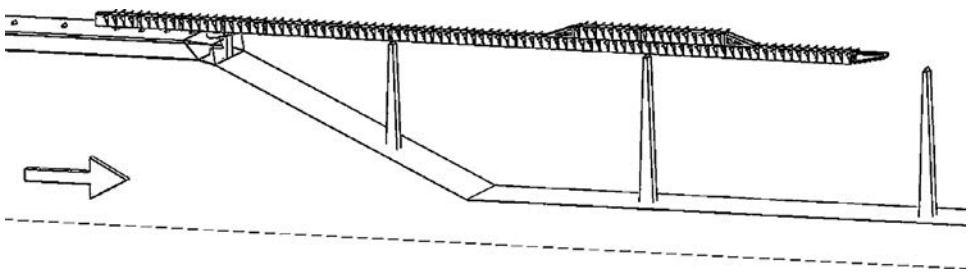


Figura 4. Dibujo del nuevo método de lanzamiento de doble cajón.

150 m) y con los puentes atirantados de luces cortas. Si se considerara el empuje simultáneo desde ambos extremos, o la utilización de algún medio especial de montaje, se podría llegar a sobrepasar los 300 m de luz (este caso singular y especial no es objeto del presente artículo, pero se podría pensar en una adaptación del mismo empleando para el vano central un sistema de montaje similar al utilizado en los grandes puentes «cantiléver» del siglo XIX, como el Firth of Forth o el Puente de Quebec [33]).

3. Bases de un nuevo sistema de empuje continuo de puentes

El sistema de empuje continuo que aquí se plantea es novedoso y deberá resolver las carencias detectadas en el análisis precedente [34] para, finalmente, conseguir el objetivo principal: el empuje de un vano metálico de 150 m de forma continua (fig. 4).

El diseño del nuevo método de lanzamiento de puentes tiene dos principios básicos:

- Un doble cajón, formado por el último vano del tablero a lanzar y que se sitúa sobre el tablero principal, colaborando así a resistir los esfuerzos en la fase de máximo voladizo mediante la unión solidaria de ambos tramos de tablero. Es lo que se denomina «sistema y método de lanzamiento de doble cajón colaborante» (DCNLBS) [35], con un máximo aprovechamiento del material y sin recurrir a elementos auxiliares costosos o singulares.
- Un sistema de empuje continuo y eficiente, que consiste en un dispositivo tipo «oruga» que mueve la estructura por rozamiento entre una cadena de eslabones con placas de elastómero y el propio tablero. En este artículo se lo menciona como «sistema de empuje» (DCACLM) [36]. Se minimizan así los tiempos de empuje y aumenta la seguridad de la maniobra al permitir el lanzamiento reversible del puente (tanto para puentes metálicos como para puentes de hormigón).

3.1. Análisis de alternativas

Se ha efectuado una búsqueda exhaustiva de las patentes nacionales e internacionales en el campo del empuje de puentes y desplazamiento de grandes cargas, indicándose en la bibliografía las más relevantes [17,37–52].

Previamente al diseño definitivo, se han analizado algunas alternativas que se han propuesto en el panorama internacional y que tenían por objeto solucionar los inconvenientes detectados en el apartado anterior.

Algunas de esas alternativas han sido construidas para casos particulares. Y es precisamente la poca generalidad y versatilidad que han tenido lo que ha motivado el desarrollo del nuevo método de lanzamiento objeto de este artículo, y la transferencia del conocimiento generado a través de las dos patentes de invención. No obstante, es necesario enfatizar la originalidad y la validez que esas alternativas han supuesto.

3.1.1. Celosía de negativos

La primera de ellas consiste en la utilización de una celosía en la zona de máximos momentos flectores negativos durante la fase de empuje. Esta solución evitaría tener que sobredimensionar el tablero del puente con respecto a los estados límites de servicio y último (ELS, ELU) para la estructura acabada, si bien obliga a importantes refuerzos en la zona de conexión de la celosía auxiliar (mayores cuanto menos marcos dispongamos en la celosía, hasta llegar al límite de este sistema, que sería la torre de atirantamiento).

Solo se conocen dos aplicaciones de este sistema: una para un puente modesto (fig. 5) y otra para un puente en celosía de luces cercanas a los 100 m y con tablero para tráfico combinado de carretera y ferrocarril (fig. 6).

Para alcanzar las luces que se plantean en este artículo (150 m) se necesitaría una celosía de 12 m de canto con cordones superiores muy potentes constituidos por 4 HEB 600, con lo que no se podría conseguir el objetivo de minimizar los medios auxiliares ni, por supuesto, dotar al método constructivo de la generalidad que se pretende (cada puente requeriría una celosía de negativos específica).

3.1.2. Tirante de negativos

La segunda realización corresponde al viaducto de San Roque en la A-8, tramo Ballota-Novellana, Asturias, España [53]. Este cajón metálico fue empujado utilizando un tirante de tracción para una luz de 50 m, como se aprecia en la figura 7. En el caso de utilizar este medio auxiliar para una luz de 150 m, se necesitaría un tirante muy potente, con varias unidades de 31 ϕ0,6” según el brazo, con unos anclajes acordes para recoger esa carga.

3.1.3. «Transporte» de tableros

Finalmente, una última solución con repercusión mundial ha sido utilizada en el enlace del Cadagua (Bilbao, España) [54]. Aunque formalmente parecida a la solución del doble cajón

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 5. Puente de Caynarachi, Perú (50 m de luz aproximadamente).

Figura 6. Nizhnegorodsky Metro Bridge, Rusia (100 m de luz aproximadamente).

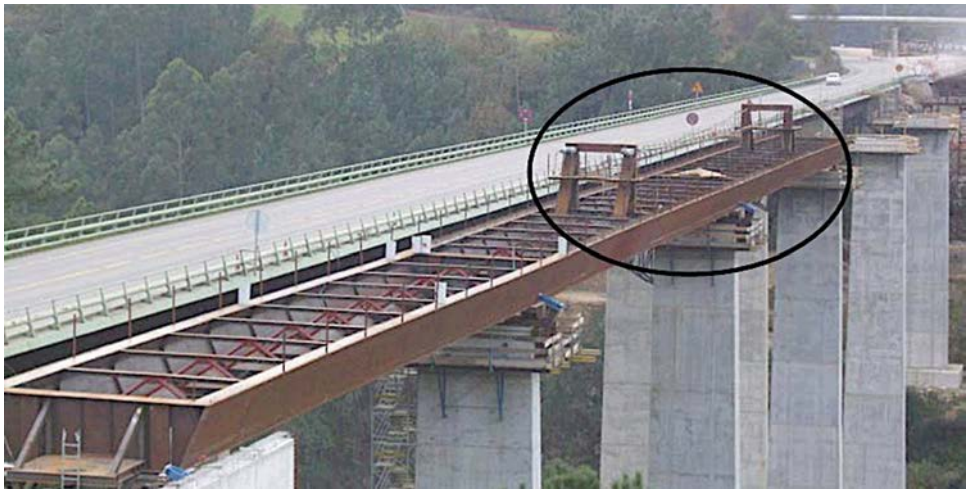


Figura 7. Viaducto de San Roque, Asturias, España. 50 m de luz (cortesía de JOAMA y TAPUSA).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 8. Enlace del Cadagua, Bilbao, España 100 m de luz (cortesía de VSL).

presentada en este artículo, fue realizada con posterioridad y con un propósito totalmente diferente, ya que la disposición de parte del tablero encima de la estructura que se empuja tiene como misión resolver los problemas derivados únicamente de la geometría en planta del enlace y falta de espacio en el parque de prefabricación [55]. En ningún caso se pretende dotar al sistema de significación estructural resistente frente a los esfuerzos de avance durante el lanzamiento (fig. 8) [56].

3.2. *Sistema y método de lanzamiento de puentes: patente WO 2013/001115 A1 (ES-2368318 (B2)), DCNLBS*

El sistema de lanzamiento que se propone plantea una configuración especial de los dos primeros vanos de avance constituida por el puente propiamente dicho, sobre el cual se ubica el último vano lateral del mismo, unidos ambos para su trabajo conjunto [57].

Se materializa así una unión entre ambas partes capaz de transmitir los esfuerzos globales de flexión, cortante y torsión a través de un mecanismo fundamentalmente de rasante, consiguiendo el refuerzo de las secciones pésimas en situación de máximo voladizo durante el avance, trabajando ambas partes de forma solidaria y colaborando para resistir los esfuerzos mencionados.

El sistema propuesto se complementa con otros dispositivos eventuales (y condicionados por la luz del puente, la morfología del terreno en los vanos laterales, etc.), tales como: percha delantera para recuperación de flecha, procedimiento para desconexión de cajones, sistema de montaje del vano lateral (pesca, empuje, elevación con grúa, etc.).

El campo de aplicación esbozado en el apartado 2 se concreta entonces según las siguientes características de los puentes que se pueden construir con el nuevo método:

- Puentes metálicos o mixtos (dependiendo de si son de sección losa ortótropa o de sección mixta con losa de hormigón).
- Con sección transversal tipo cajón, cajón multiceluar, bijácena incluso multiviga, emparrillado o celosía, de ancho variable entre 14 y 25 m.
- Canto constante (aunque se podría construir variable, por ejemplo, mediante cartelas en pila, adosadas al fondo de la sección metálica, u otros sistemas).
- Luces hasta 150 m.
- Directriz recta o curva, tanto en planta como en alzado.
- Empuje con o sin losa superior (ídem inferior, para doble acción mixta).

El sistema de empuje necesario para el lanzamiento se puede elegir de entre las técnicas actuales del mercado, con los factores y condicionantes usuales a la hora del diseño de la estructura. No obstante, la disposición del doble cajón impone unas características particulares que deben ser tenidas en cuenta en fase de proyecto, como por ejemplo, la reacción máxima que se produce en la pila de avance, siendo necesario redefinir el mecanismo resistente frente a *patch loading*.

3.2.1. *Descripción*

La figura 9 muestra los aspectos más relevantes del nuevo método.

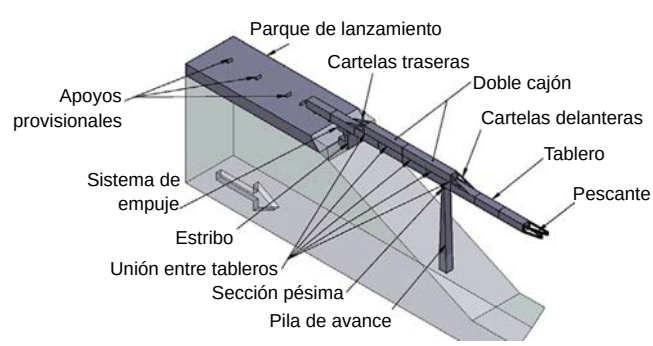


Figura 9. Elementos fundamentales del nuevo método de lanzamiento, doble cajón colaborante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

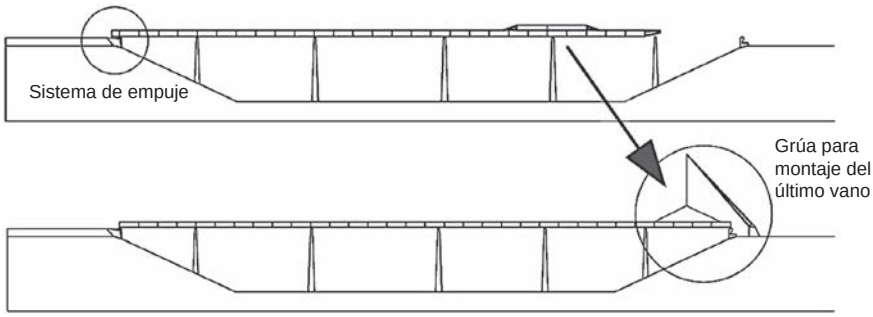


Figura 10. Última fase del nuevo método de lanzamiento.

El sistema está previsto para realizar el empuje de estructuras de gran longitud (y más concretamente, de puentes), ya estén construidos mediante dovelas (tramos sucesivos, lo que dará lugar a empuje incremental) o en toda su longitud (lo que implicará el empuje de la estructura completa), disponiendo el último vano lateral del puente sobre la estructura a empujar, de tal forma que la unión efectuada entre ambas piezas contribuya a resistir las solicitaciones que se derivan del método constructivo de empuje, a saber:

- Esfuerzos de flexión, cortante, torsión y de carga concentrada, máximos en la sección de apoyo del voladizo del tramo frontal.
- La alternancia de signo de la flexión a lo largo de todas las secciones de la estructura, en función de su posición en cada momento del lanzamiento.

El método es aplicable a puentes metálicos y mixtos, con independencia de la tipología de la sección transversal y de la orientación del segundo tablero o tablero superior. Puede ser utilizado para geometrías rectas o curvas, tanto en planta como en alzado, y para uso carretero o ferroviario, montándose los tableros o dovelas de dichas estructuras en una instalación detrás del estribo de salida, siendo el tramo de puente construido hasta el momento lanzado hacia delante mediante cualquier método o sistema de empuje actualmente en práctica, incluso con el sistema de desplazamiento (DCACLM) que se propone en el siguiente apartado.

Se presenta un esquema del proceso constructivo de una estructura ejecutada según el sistema descrito:

- Ejecución de cimentaciones.
- Acondicionamiento de la explanada del parque de fabricación y lanzamiento.
- Fabricación y montaje de un primer tramo del tablero inferior.
- Fabricación, montaje y unión del primer tramo del tablero superior.
- Montaje y unión de las cartelas delanteras.
- Colocación de la percha delantera o pescante en la sección frontal del tablero.
- Empuje del tramo fabricado (conjunto formado por el primer tramo del primer tablero y el primer tramo del segundo tablero, unidos).
- Fabricación y montaje de un segundo tramo del primer tablero, adyacente al tramo ya lanzado.
- Fabricación, montaje y unión de un segundo tramo del tablero superior sobre el inferior (estas tres últimas fases se repiten las veces necesarias, según proyecto).
- Montaje y unión de las cartelas traseras.
- Lanzamiento de la estructura con todos los elementos principales.
- Fases genéricas de montaje de dovelas y empuje (se repite Mi y Ei veces), entre las que se incluye la fase crítica.
- Última fase del empuje del tablero inferior y del tablero superior fabricados, incluyendo la eventual contranariz.
- Montaje del último vano lateral en su posición definitiva dentro de la estructura (fig. 10) (retirada de percha y cartelas).
- Gateo de la estructura y colocación de apoyos definitivos; hormigonado de la losa, remates.

3.2.2. *Elementos principales*

Los elementos principales son:

- *Doble cajón, situado en el tramo de tablero (cajón principal) que se encuentra encima de la pila de avance, cuando se produce el máximo voladizo*. El doble cajón está constituido por el último vano del puente y mide aproximadamente el 75% de la luz lateral del mismo, ya que así la unión definitiva del tablero se ejecuta en una sección que soportará un bajo nivel de esfuerzos bajo carga permanente. Su posición con respecto a la punta de avance se fijará optimizando el par de valores «flecha en punta - máxima tensión en sección de pila».
- *Unión de ambos tableros*. La unión entre ambos tableros es un elemento clave. Debe reunir los requisitos de proporcionar la resistencia adecuada frente a los esfuerzos que solicitan la sección pésima, ser desmontable y emplear un sistema de relativa facilidad constructiva. En función de la magnitud de los esfuerzos será necesario disponer unos dispositivos de transferencia de la carga de los tornillos de alta resistencia durante la operación de separación de ambos cajones, y de establecer una secuencia de levantamiento-descenso de los apoyos de lanzamiento frontales con el fin de relajar la tensión en la unión entre los dos tableros.
- *Cartelas de unión al cajón principal traseras*. Tienen como misión transmitir los esfuerzos desde el cajón principal hasta el superior, colaborando así con el mecanismo principal de

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

rasante entre las alas del cajón inferior y la chapa de fondo del cajón superior.

- *Cartelas de unión al cajón principal delanteras*. Igual que las cartelas traseras, transmiten de una forma adecuada las tensiones, sirviendo también, en este caso, como pico de lanzamiento para el posicionamiento final del cajón superior en el vano lateral del puente si el procedimiento de montaje secundario se realiza por empuje.
- *Unión de cartelas y cajón principal (o inferior) y superior*. Se realizan de forma preferente, mediante soldadura al cajón superior y con tornillos de alta resistencia al cajón principal, respectivamente.
- *Percha delantera*. Debe alojar los gatos de recuperación de flecha para la llegada a la pila, disponiendo de patines inferiores inclinados para facilitar su progresiva entrada en carga. Servirá también como soporte del arrollamiento de cable empleado en el empuje final del cajón superior hasta su posición definitiva, si el procedimiento de montaje secundario se realiza por empuje.
- *Contranariz*. En función del sistema de empuje empleado puede ser necesaria una cola de empuje, bien como percha del sistema de tiro, bien para proporcionar la reacción necesaria en sistemas de fricción. Eventualmente puede estar formada por una dovela del propio puente, que se trasladará a su posición definitiva en el último vano lateral.
- *Sistema de montaje secundario, vano lateral*. La colocación del vano lateral se realiza, bien mediante posicionamiento convencional con grúas, bien mediante empuje (tiro con cable, por ejemplo) del doble cajón sobre unos carriles dispuestos sobre la chapa de cierre superior del cajón principal; en función del peso a movilizar (luz del puente) se podrá realizar el deslizamiento sobre acero o con la ayuda de unos carretones. El cable de tiro se arrolla en la percha delantera, pasando por unas poleas situadas en el borde delantero del cajón. Las cartelas delanteras cumplen la misión de pico de lanzamiento, y será necesario instalar (en función de la geometría del mismo) un pórtico en el estribo de llegada, de una altura igual al canto del puente, así como un sistema de descenso del vano lateral hasta su posición sobre apoyos definitivos.
- *Eventuales refuerzos en los cajones (cierre de chapa superiores)*. Componen el cierre de la sección en lanzamiento a torsión en el vano de avance, facilitando así el empuje de directriz curva cuando fuera necesario. También permite colocar, en su caso, los sistemas de deslizamiento del doble cajón (sistema de montaje secundario) hasta su posición definitiva. No obstante, estos refuerzos se pueden y se deben considerar junto con los arriostramientos o diafragmas transversales de cada estructura, para no penalizar el diseño ni la construcción.
- *El sistema de empuje principal*. Es objeto de la siguiente sección.

3.2.3. Ventajas

Las principales ventajas que aporta esta invención son:

- *Se refuerzan las secciones críticas durante el proceso constructivo de empuje*, condicionadas de forma determinante por el sistema constructivo; además, el vano lateral no forma parte del frente de avance (como en los empujes tradicionales) y no es necesario sobredimensionarlo con respecto al cálculo en servicio.
- *Se amplía de forma considerable el rango de luces «empujables»*.
- *Se mejora enormemente el comportamiento a torsión de los 2 primeros vanos lanzados*, ya que se cierra la sección con el propio doble cajón, y con una chapa de pequeño espesor para facilitar la colocación del último vano; esta chapa puede servir, además, como encofrado perdido para la losa y/o apoyo de las prelosas, en su caso. Esto redundará en un mejor comportamiento durante el lanzamiento de los tableros curvos.
- *Aprovechamiento del material*, ya que la mayor parte del refuerzo está constituido por el propio cajón del puente.
- *Se facilita el encaje de geometrías no canónicas de lanzamiento*, al montar el último vano de forma independiente al sistema de lanzamiento principal o empuje general.

Adicionalmente, también se pretende conseguir las siguientes ventajas:

- *Proceso de construcción seguro y estable en todas sus fases*, compuesto por operaciones simples y repetitivas (grado de prefabricación elevado), susceptibles de monitorización continua, y que redundará en unos menores plazos y costes de ejecución.
- *Generalidad del método*, en tanto que es aplicable a distintos tipos de secciones metálicas o mixtas, diferentes usos de la estructura (carretera o ferroviario), etc.
- *Sostenibilidad y protección del medio ambiente*, ya que se aprovecha el material acero primero como refuerzo y luego como último vano de la estructura; y se permite aumentar la luz de los vanos empujados, minimizando la afección en el valle y/o laderas, disponiendo un número menor de pilas y suprimiendo totalmente los apoyos provisionales.

Estas ventajas se resumen en la figura 11.

3.2.4. Inconvenientes

Deberán tenerse en cuenta, en cada una de las aplicaciones concretas, los siguientes:

- Será necesario considerar la mayor reacción vertical que se produce en los apoyos del frente de avance, así como en los apoyos de empuje o los situados en el parque, para las primeras fases. Lo que, dependiendo del sistema de empuje elegido, puede ser una ventaja (por ejemplo, en los empujes realizados por fricción).
- Habrá un límite inferior de la luz, a partir del cual sea suficiente lanzar el puente solo con una nariz corta, y disponer el doble cajón sea una opción antieconómica.
- Como cualquier realización construida por empuje, existen dos puntos críticos en cuanto al lanzamiento, que son el primer empuje (no hay suficiente reacción ni cola de contrapeso generalmente) y el último avance hasta llegar al estribo E2

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

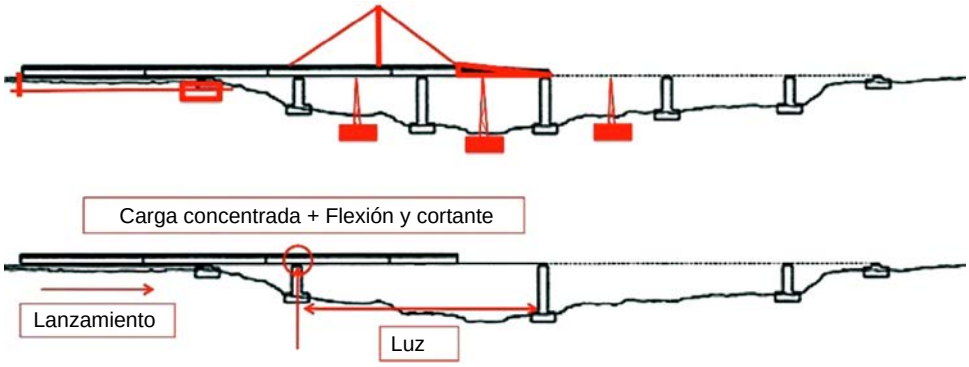


Figura 11. Comparación entre el método de empuje tradicional, con distintos elementos auxiliares (arriba), y el nuevo método de lanzamiento de puentes metálicos (abajo), con los aspectos clave de diseño.

(en el caso que se propone, se minimiza al colocarse el último vano con grúa o sistema alternativo).

3.3. Dispositivo de desplazamiento continuo de estructuras: patente WO 2013/001114 A1 (ES-2367737 (B2)), DCACLM

El sistema de empuje propuesto (fig. 12) consiste en un dispositivo o mecanismo de desplazamiento continuo bidireccional por fricción de estructuras pesadas (como puentes o viaductos) que reduce el tiempo total de movimiento. La fuerza necesaria para transmitir el empuje se genera por medio de un mecanismo cuyos accionamientos hacen girar los piñones que arrastran las cadenas de tracción, unidas a la cadena de eslabones de apoyo rígidos sobre los que apoya la estructura a mover.

Este mecanismo permite realizar una fase completa del empuje de una estructura de manera continua, posibilitando el desplazamiento de la estructura en dos sentidos: tanto avance como retroceso. Gracias a su concepción modular, puede actuar individualmente o agrupada de forma sincronizada con otros dispositivos semejantes, o bien conjuntamente con otros medios auxiliares. Se complementa con un sistema activo de seguridad y un control y compensación de la distribución de la carga en los diferentes puntos de la estructura [58].

3.3.1. Descripción

La figura 13 muestra los aspectos fundamentales y los elementos de los que consta el mecanismo propuesto.

El dispositivo de empuje continuo de estructuras comprende unos accionamientos hidráulicos, eléctricos, neumáticos o magnéticos configurados para girar unos piñones, en dos sentidos, que a su vez arrastran unas cadenas de tracción.

La superficie de apoyo está formada por una cadena de eslabones de apoyo de gran rigidez diseñados para soportar cargas verticales, unida a las cadenas de tracción mediante unos bulones que soportan cargas verticales y horizontales. El movimiento se transmite a través de un eje y los piñones, a su vez, engranan en las ruedas dispuestas en los bulones que unen las cadenas de tracción y las conectan a la cadena de eslabones de apoyo.

La tensión de las cadenas de tracción se puede modificar por medio de un tensor, debido a que, por un lado, el dispositivo de compensación de carga se desplaza y la longitud de la cadena deberá adaptarse a la nueva geometría. Y por otro lado, cuando la cadena se encuentra sometida a grandes esfuerzos de tracción, el alargamiento que sufre puede producir que otras partes de la misma se destensen provocando problemas de funcionamiento, dado que la cadena únicamente puede transmitir esfuerzos de tracción. El mecanismo deberá garantizar una tensión mínima en toda la cadena.

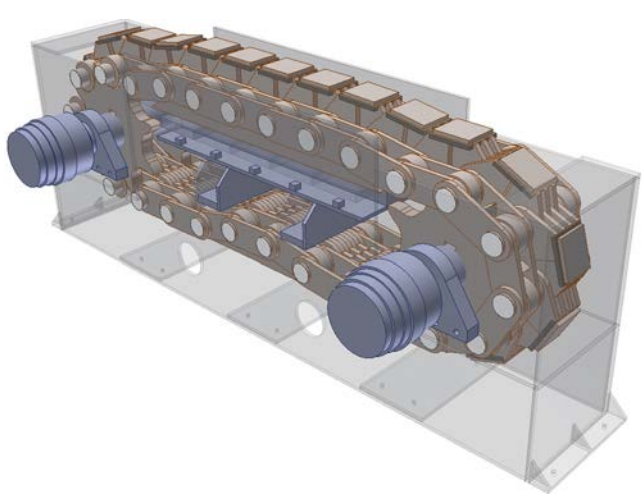


Figura 12. Nuevo sistema de empuje continuo de puentes.

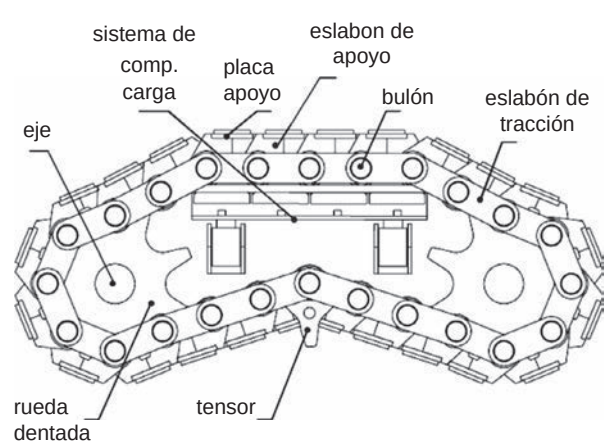


Figura 13. Vista frontal del nuevo sistema de empuje continuo de puentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Además, se incluyen unos medios de adaptación del dispositivo a la geometría de la superficie en contacto de la estructura a empujar, permitiendo compensar las cargas en cada uno de los apoyos; está constituido por unos largueros transversales que pueden ser de rigidez variable, apoyados sobre una viga cargadero que descansa sobre dos cilindros hidráulicos.

Incorpora también unos dispositivos de seguridad configurados para detectar sobrecargas sobre los eslabones de apoyo, deteniendo el accionamiento del dispositivo en caso necesario.

El mecanismo se ancla en la zapata del estribo de salida del empuje. El sistema antifricción está configurado para soportar las acciones horizontales transversales transmitidas por la estructura, entre la cadena de tracción y la carcasa soporte, y está formado por una lámina de material deslizante sobre los extremos de los bulones y una lámina de material antidesgaste sobre la carcasa.

El sistema es aplicable a diversas tipologías de estructuras pesadas, compuestas de diferentes materiales y con geometrías de lanzamiento rectas o curvas, y permite aplicar diferentes velocidades de avance.

La presente invención tiene aplicación en el desplazamiento de todo tipo de estructuras pesadas. No obstante, una aplicación particular de este nuevo mecanismo es el lanzamiento de un puente mediante fricción. La estructura a empujar se construye en el parque de fabricación, de manera convencional, y el dispositivo propuesto realiza el empuje anclado y embebido en el estribo de salida. La obra civil necesaria queda, pues, circunscrita al interior del estribo y apoyada en la zapata del mismo. Por último, se indica que este dispositivo es adecuado para el empuje de tableros de hormigón y para tableros metálicos de grandes luces lanzados mediante el método DCNLBS, descrito en este artículo.

3.3.2. Ventajas

Este dispositivo tiene las siguientes ventajas sobre los sistemas tradicionales de empuje:

- Permite el lanzamiento continuo de puentes evitando tiempos muertos y aumentando la velocidad media del empuje; así, sería posible completar los lanzamientos entre pilas en una jornada, y evitar también paradas del ciclo en situaciones comprometidas; por ejemplo, antes de llegar a la pila de avance cuando se sobrevuela una vía de comunicación, instalación, etc.
- Incorporación de un sistema de seguridad activo al proceso de empuje, pudiendo modificar la fuerza de empuje en función de la deformada.
- Se permite el avance y el retroceso de manera sencilla, invirtiendo el sentido de giro de los accionamientos.
- Reutilización del sistema de empuje. Debido a su concepción modular puede ser reutilizado en multitud de aplicaciones muy diversas, tanto en operaciones complejas (grandes luces, puentes curvos, pendientes, etc.) como más sencillas.
- Facilidad de colocación en obra. La obra que requiere este dispositivo de empuje puede incluirse en uno de los extremos de la estructura a desplazar, como por ejemplo el estribo definitivo de un puente. De este modo se evita multiplicar las cimentaciones provisionales o grandes explanadas de empuje, tal y como requieren otros métodos.
- El mecanismo propuesto es modular y puede utilizarse individualmente o en parejas. Es posible utilizar varios dispositivos independientes o síncronos, según requiera la situación, con lo que se podrán empujar grandes puentes y salvar grandes luces sin recurrir a sistemas auxiliares. Puede ir ubicado tanto en la parte inferior como en los laterales o en la parte superior de la estructura que el dispositivo va a desplazar.

3.3.3. Inconvenientes

Los principales inconvenientes que cada aplicación concreta deberá resolver, tal y como se puede deducir de lo expuesto anteriormente, son:

- El mecanismo es complejo y necesita mantenimiento, así como reposición de algunos de sus elementos, tales como placas de apoyo, discos antidesgaste, etc.
- En función de las dimensiones de la estructura a lanzar, se necesitan hasta 4 «orugas» en paralelo, con un tamaño considerable en el caso de empujar la luz máxima de 150 m.

4. Conclusiones

El sistema de doble cajón colaborante no se encuentra mencionado en ningún documento de la literatura disponible, y aunque existen dos mecanismos para el lanzamiento de una viga que son formalmente o en cierto modo similares a la invención que se propone, hasta la fecha no se tiene constancia de su aplicación para la construcción de puentes empujados, ni la magnitud de las fuerzas de empuje a desarrollar en las aplicaciones que esos mecanismos sugieren son equiparables a las que se generan en un puente de 150 m de luz y 1.500 m de longitud.

El nuevo método es capaz de empujar un puente metálico con una luz principal de 150 m sin la utilización de ningún medio auxiliar. Para refuerzo de las secciones de los 2 primeros vanos del dintel empujado, críticos en cuanto a esfuerzos en fase de construcción (y estando solicitados en esta fase por encima de los valores de servicio de la estructura), se lanza el dintel con el cajón correspondiente al vano lateral de llegada encima y solidariamente unido a aquel, de tal forma que:

- Se duplica la sección en la zona de máximos esfuerzos.
- No se utiliza ningún medio ni material auxiliar, ya que ese «refuerzo» se utilizará en el último vano de la estructura definitiva.

Para materializar la unión entre ambos cajones de la estructura definitiva se propone la utilización de tornillos pretensados por su facilidad de montaje y desmontaje en obra, así como por sus elevadas prestaciones.

Así mismo, para el sistema de empuje se propone un mecanismo o dispositivo capaz de desplazar por fricción las grandes cargas provenientes del tablero, con el siguiente elemento principal:

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

- Cadena que se mueve de forma continua, gracias al accionamiento de dos motores.

Y todo ello, de forma que el proceso sea competitivo con el resto de soluciones existentes en el mercado, de un modo viable y sostenible medioambientalmente, y que permita plantear el empuje de tableros metálicos (mixtos, incluso de losa ortótropa) como solución más adecuada en un amplio espectro de casos.

4.1. Futuras líneas de trabajo

Esta investigación plantea cuestiones que deben ser resueltas de forma específica, tales como:

I. *Patch loading*: realización del cálculo en segundo orden del apoyo elástico de la estructura sobre las placas del nuevo sistema de empuje continuo y en los apoyos provisionales de empuje en pilas; determinación de la influencia de la flexibilidad del propio tablero en los esfuerzos y reacciones de empuje.
II. Análisis aerodinámico y aeroelástico de una estructura tan singular y evolutiva en el tiempo, estudiando, por ejemplo, la influencia del ángulo de ataque del viento y la inestabilidad aeroelástica debida al fenómeno de *galloping*, cuando el puente atraviesa distintas fases constructivas, con una mayor sensibilidad que el puente terminado. Igualmente, es interesante cuantificar el efecto que tiene la presencia (o no) de los jabalcones durante el empuje.
III. Construcción de un prototipo (a escala 1/15 y 1/5). En concreto, este prototipo tendría, a su vez, dos líneas bien determinadas:
   a. Monitorización, instrumentación y control de deformaciones y tensiones durante el proceso de lanzamiento, tanto en el tablero como en el sistema de empuje continuo.
   b. Diseño de los sistemas hidráulicos y mecánicos de compensación de cargas, de los sistemas de accionamiento mediante motores eléctricos o hidráulicos y del sistema reversible y de frenado.

   Se ha iniciado la construcción de una maqueta a escala 1:15 para el ensayo de las fases pésimas de lanzamiento correspondientes al máximo voladizo de 150 m coincidiendo con la llegada a la segunda pila, y a la máxima reacción vertical sobre el mecanismo de empuje coincidiendo con la llegada a la primera pila, 130 m de voladizo.
IV. Definición detallada de sistemas constructivos de colocación del cajón lateral en su posición definitiva. Y definición detallada del sistema de conexión entre cajones mediante tornillos de alta resistencia, así como de la secuencia de desconexión, y del sistema de montaje secundario del último vano de la estructura.

Financiación

Los autores quieren agradecer la financiación del Ministerio de Ciencia e Innovación a través del Proyecto de Investigación ALCANZA (IPT-380000-2010-12 y BIA-2012-31609). Este Proyecto ha sido cofinanciado con fondos FEDER, «A way of Making Europe».

Conflicto de intereses

Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Agradecimientos

Los autores de este artículo quieren agradecer la colaboración de los grupos de investigación GICONSIME (en la Universidad de Oviedo) y GITECO (en la Universidad de Cantabria), así como la empresa COPROSA S.A. y, en particular, a Víctor Orodea López, a Javier Merino Rasines y a Maximino Menéndez Cabo.

Bibliografía

[1] J. Manterola Armisén, Puentes, ETSICCP, Madrid, 2000.
[2] J. Bernabeu Larena, Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa [tesis doctoral], E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, 2004.
[3] C. Castañón Jiménez, Aspectos condicionantes del diseño y análisis de puentes construidos por empuje [trabajo de investigación], E.T.S.I.C.C. y P., Madrid. 2008.
[4] J.A. Valle, R. Merino, J. Gamino, V. Pérez, J. Álvarez, L. Spoeña, Lanzamiento del Puente sobre el Río Porcía. Elección del proceso constructivo, V Structures International Conference (ACHE), Barcelona, 2011.
[5] M. La Violette, Wipf T., Lee Y., Bigelow J., Phares B., Bridge Construction Practices Using Incremental Launching, AASHTO, Washington, D.C., 2007.
[6] C. Graciano, Patch loading: Resistance of longitudinally stiffened steel girder webs [Doctoral thesis], Lulea University of Technology, Suecia, 2001.
[7] J. Gozzi, Patch loading: Resistance of plated girders. Ultimate and serviceability limit state [Doctoral thesis], Lulea University of Technology, Suecia, 2007.
[8] C.A. Graciano, Ultimate resistance of longitudinally stiffened webs subjected to patch loading, Thin Walled Structures. 41 (6) (2003) 529–541.
[9] Proyecto modificado N.° 1, Autovía A-63 de Oviedo-La Espina. Tramo Salas-La Espina (primera calzada). Autor: Ministerio de Fomento, Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias. Consultor APIA XXI. 2005.
[10] A. Navarro-Manso, Nuevo método de lanzamiento de puentes basado en doble cajón colaborante: simulación numérica estructural y experimentación aerodinámica, Universidad de Cantabria, Santander, 2013.
[11] U. Kuhlmann, B. Braun, M. Feldmann, J. Naumes, P. Martin et al., COMBRI: Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges. Design Manual, Research Fund for Coal and Steel and University of Stuttgart, Institute of Structural Design, EUR 24175 EN, European Commission, 2008.
[12] F. Millanes Mato, Viaducto Arroyo Las Piedras, primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, Hormigón y Acero. 243 (2007) 5–38.
[13] D. De Matteis, G. Chauvel, N. Codier, P. Corfdir, R. Leconte, D. Le Faucheur, et al. Steel-Concrete Composite Bridges, Sustainable Design Guide. SETRA, Ministere de l'Ecologie, de l'Energie du Developpment durable et de la Mer, France, 2010.
[14] Jornada Técnica Anual de ACHE 2009, Puentes para el Ferrocarril de Alta Velocidad, Madrid, 6 de mayo de 2009.
[15] Le Viaduc de Verriéres: Un Facteur Important de Désenclavement du Massif Central, Chantiers de France N.° 325, 1999.
[16] S. Pététin, F. Millanes Mato, F. Goulard, J. Godfrain, M. Virlogeux, M. Buonomo. et al., Puentes Metálicos 2004, APATA, Madrid, 2004. Edición española de Bulletin 23 Ponts Metalliques 2004. OTUA:1;2004.
[17] Patente de Alemania DE1237603 (B) Verfahren zum herstellen von langen bauwerken, insbesondere bruecken, aus stahl-oder spannbeton (Método de

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

fabricación de estructuras de gran longitud, en particular puentes de acero u hormigón pretensado), 1967.
[18] M. Rosignoli, Bridge launching, 2nd ed., Thomas Telford, 2014.
[19] Patente de Corea del Norte CN101324054 (A): Incremental launching positioning construction method of bridge subsection girder temporary pier, 2008.
[20] Patente de Japón JP2001193016 (A): Launching machine for erecting bridge, 2001.
[21] Patente de Alemania DE2703822 (A1): Verfahren zum herstellen langer bauwerke aus spannbeton im taktweisen verschiebeverfahren mit waehrend des - vorschiebens wandernder, exzentrischer laengsvorspannung, 1978.
[22] Patente de Francia: FR2465835 (A1): Procède de construction d'un pont a suspentes obliques ou a membrure bridge, 1981.
[23] Patente de Alemania DE3616109 (C1): Method of constructing a superstructure supported on an arched supporting framework, 1987.
[24] Patente de Alemania DE1175262 (B): Verfahren zum einbau einer bruecke ueber ein gewaesser, 1964.
[25] J. Martínez Calzón, El sistema ábaco para el lanzamiento de puentes mixtos de grandes luces con canto constante, III Jornadas Internacionales: Puentes Mixtos, estado actual de su tecnología y análisis, Madrid, 2002.
[26] E. Bouchon, Guide des Ponts Poussés, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Association Française de Génie Civil, París, 1999.
[27] M. Alonso-Martínez, Nuevo sistema de empuje continuo de puentes: diseño y análisis mediante simulación numérica, Universidad de Cantabria, Santander, 2013.
[28] Patente de Corea del Norte CN-101818481 (A): Device for performing incremental launching construction on bridge by using multi-roller sliding ways and construction method thereof, 2010.
[29] Patente de Corea del Sur KR-20050009891 (A): Launching system to push an upper girder in a bridge to be constructed through an incremental launching method by including a molding place, 2005.
[30] Patente de Francia FR-2437466: Procede et appareil pour la construction de ponts, 1980.
[31] Patente internacional WO 00/73589-A1: Device for supporting a moving load, 2000.
[32] Obras de paso de nueva construcción: conceptos generales. Serie Normativas, Instrucciones de Construcción, Dirección General de Carreteras, Centro de publicaciones del Ministerio de Fomento, Gobierno de España, Madrid, 2000.
[33] L. Fernández Troyano, Tierra sobre el agua, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Colección de Ciencias Humanidades e Ingeniería N.°55, Madrid, 1999.
[34] M.E. Marchetti, Specific design problems related to bridges built using the incremental launching method, Engineering Structures. 6 (1984) 185–210.
[35] Patente internacional y española WO 2013/001115 A1. ES-2368318 (B2) Sistema y Método de Lanzamiento de Estructuras, 2011.
[36] Patente internacional y de España WO 2013/001114 A1, ES-2367737 (B2) - 2011-06-30 Dispositivo de Desplazamiento Continuo de Estructuras.
[37] Patente de Rusia RU2390601 (C1): Method for incremental launching of bridge span, 2010.
[38] Patente de Japón JP2006348650 (A): Extrusion and erection method for truss bridge girder, truss bridge girder with launching nose, and truss bridge, 2006.
[39] Patente de Japón JP2004107972 (A): Launching method and launching machine for bridge, 2004.
[40] Patente de Corea del Sur KR20030022941 (A): Launching nose of ilm bridge, 2003.
[41] Patente de España ES-2174678-B1: Sistema automatizado de empuje de tableros para la construción de puentes, 2002.
[42] Patente internacional WO-2009142395-A2: Automatic girder launching apparatus for incremental launching, 2009.
[43] Patente internacional WO2007010774 (A): Platform for launching an emergent bridge, 2009.
[44] Patente de Japón JP2006028733 (A) - 2006-02-02: Launching erection method for bridge girder.
[45] Patente de Japón JP11172626 (A) 1999-06-29: Bridge girder continuously sending-out device.
[46] Patente de Japón JP2001081730 (A) - 2001-03-27: Launching erection for bridge girder or the like and guide device used therefore.
[47] Patente de Corea del Sur KR20010002081 (A): Device for launching construction of continuous steel box for bridge, 2001.
[48] Patente de Francia FR2837222 (A1): Method for throwing roadway comprises casting roadway in formwork and progressively displacing it forwards by pulling longitudinal cables until supported by bridge support legs and piles, 2003.
[49] Patente de Japón JP10219628 (A): Girder sending-out device, 1998.
[50] Patente de Japón JP2002121707 (A): Launching direction correcting method for bridge girder launching erection, 2002.
[51] Patente de Japón JP9302626 (A): Feed-out slide device, 1997.
[52] Patente de Polonia P2001063999 (A): Moving device for heavy object, 2001.
[53] Dossier de Presentación JOAMA, S.L. A-8. Autovía del Cantábrico. Tramo Novellana-Ballota, 2008.
[54] J.M. Martínez Gutiérrez, Lanzamientos y montajes de VSL en el Viaducto de Cadagua (Bilbao). Primer montaje de este tipo en el mundo, V Congreso de ACHE, Barcelona, 2011.
[55] J. Manterola Armisén, M.A, Gil Ginés, J. González Aranguren, F. Ollora Marchena, M.A. Frías Villafruela, Puentes del enlace del Cadagua en la variante sur metropolitana de Bilbao, V Congreso de ACHE, Barcelona, 2011.
[56] R. Spengler, N. Pulido Asín, R. Pérez Valencia, Enlace de Cadagua: Lanzamientos viaducto V1 con viaducto V4 y viaducto V2 con Vr2, V Congreso de ACHE, Barcelona, 2011.
[57] A. Navarro-Manso, J.J. del Coz Díaz, M. Alonso-Martínez, E. Blanco-Fernández, D. Castro-Fresno, New launching method for steel bridges based on a self-supporting deck system: FEM and DOE analyses, Automation in Construction. 44 (2014) 183–196.
[58] M. Alonso-Martínez, J.J. del Coz Díaz, D. Castro-Fresno, A. Navarro-Manso, New mechanism for continuous and bidirectional displacement of heavy structures: Design and analysis, Autom. Constr. 44 (2014) 47–55.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 26

Sistemas de reparación y protección de estructuras de hormigón con corrosión

Grupo de trabajo 4/1
"Sistemas de Reparación y Protección para garantizar la durabilidad de estructuras existentes"

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

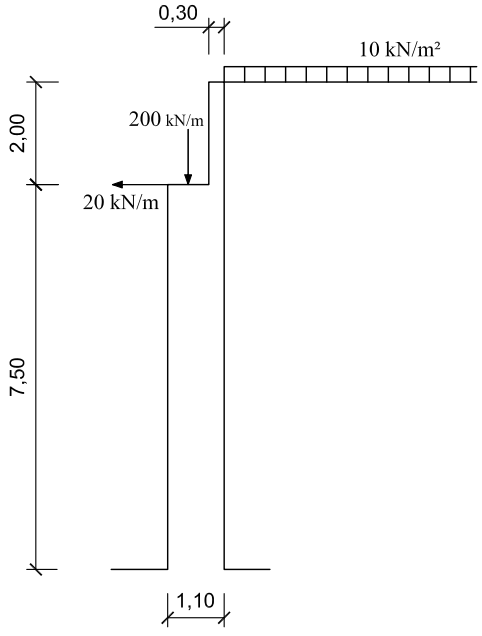
Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Ejemplos de utilización de los Eurocódigos Estructurales

Ejemplo 5: Cortante en muro de frente de estribo sin armadura[1]

Ejemplo planteado:

Se pide dimensionar a cortante la sección de la base del muro de frente de un estribo en ménsula de 9,50 m de altura total, 2,00 m de altura del murete de guarda, de 0,30 m de espesor, y espesor del muro de 1,10 m, construido con hormigón C30/35 y acero B500S. La reacción vertical del tablero actúa a 0,35 m del borde del muro y tiene un valor permanente de 200 kN/m. La reacción horizontal del tablero tiene un valor máximo de 20 kN/m. El relleno es horizontal y tiene una densidad de 20 kN/m^3 y un coeficiente de empuje activo de 0,3333. Sobre el relleno actúa una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2. Se considera un recubrimiento teórico de las armaduras de 0,05 m.



Resistencias de cálculo para la solución:

Los coeficientes de cansancio para el hormigón son α_{cc} a compresión y α_{ct} a tracción (Artículo 3.1.6 de EN 1992-1-1). El valor recomendado en EN 1992-1-1 para ambos es de 1.

> El Anejo Nacional dice que se puede adoptar para α_{cc} un valor comprendido entre 0,85 y 1 si el porcentaje de la carga permanente supera el 70% de la total. Para α_{ct} mantiene el valor de 1.

De acuerdo con esto, tanto para EN 1992-1-1 como con el Anejo Nacional, las tensiones de cálculo del hormigón son:

$\gamma_c = 1{,}50$
$f_{cd} = \alpha_{cc}\, f_{ck}/\gamma_c = 1 \cdot 20/1{,}50 = 20$ N/mm^2
$f_{ctm} = 0{,}30\, f_{ck}^{2/3} = 2{,}90$ N/mm^2 (Tabla 3.1)
$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\, f_{ctm} = 0{,}7 \cdot 2{,}90 = 2{,}02$ N/mm^2 (Tabla 3.1)
$f_{ctd} = \alpha_{ct}\, f_{ctm}/\gamma_c = 1 \cdot 2{,}02/1{,}5 = 1{,}35$ N/mm^2

Para el acero EN 1992-1-1 no tipifica las resistencias, para las que se da un rango de límite elástico entre 400 y 600 MPa.

> El Anejo Nacional limita el valor superior a 500 MPa.

La tensión de cálculo del acero a tracción es:

$\gamma_s = 1{,}15$
$f_{ywd} = 500 / 1{,}15 = 434{,}8$ N/mm^2

(Tanto en EN 1992-1-1 como en el Anejo Nacional no se limita esta tensión de cálculo)

Esfuerzos de cálculo en la base del muro de frente:

Para que los cálculos sean válidos es preciso que no haya empuje en la totalidad de la altura del estribo antes de que esté aplicada la reacción vertical permanente del tablero. Este es el caso de un tablero con armaduras postesas, en donde el murete de guarda no se hormigona hasta después del tesado.

Axil:

Peso propio murete guarda: 25 · 0,25 · 2,00 =	12,5 kN/m
Peso propio muro de frente: 25 · 1,10 · 7,00 =	192,5 kN/m
Reacción vertical permanente tablero:	200,0 kN/m
	405,0 kN/m

Cortante:

Empuje uniforme: 1,50 · 10 · 0,3333 · 9,50 =	47,5 kN/m
Empuje triangular: 1,50 · 20 · 0,3333 · 9,50^2 / 2 =	451,2 kN/m
Reacción horizontal tablero: 1,50 · 20 =	30,0 kN/m
	528,7 kN/m

Momento:

Empuje uniforme: 47,5 · 9,50/2 =	225,6 kNm/m
Empuje triangular: 451,2 · 9,50/3 =	1428,8kNm/m
Reacción horizontal tablero: 30,0 · 7,50 =	225,0 kNm/m
	1879,4kNm/m

1. Ejemplo elaborado por Rafael Chueca: rafa@rchueca.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Armadura de flexión:

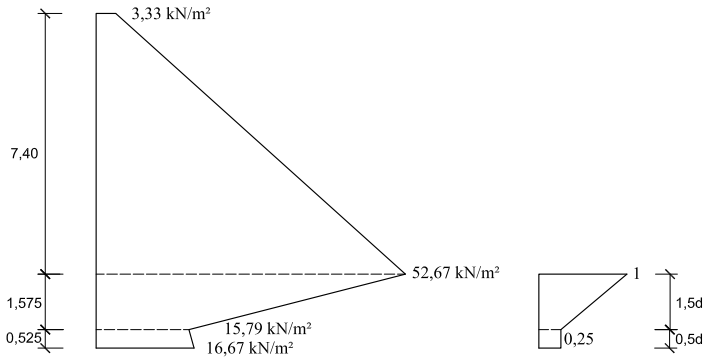
La calculamos aproximadamente a partir del brazo mecánico:

$$d = 1{,}100 - 0{,}050 = 1{,}050 \text{ m}$$
$$z = 0{,}9 \cdot 1{,}050 = 0{,}945 \text{ m}$$
$$U_s = 1879{,}4 / 0{,}945 = 1989 \text{ kN/m}$$
$$A = 1989 / 434{,}8 \cdot 10 = 45{,}8 \text{ cm}^2\text{/m}$$
$$\rho_l = 45{,}8 / 100 / 105 = 0{,}00436$$

Este valor es del lado de la seguridad, ya que en la práctica se colocará una armadura mayor.

Reducción β de cortante para carga próxima al apoyo:

De acuerdo con el artículo 6.2.2(6), por efecto arco, la contribución al cortante de las cargas situadas a menos de 2d se pueden multiplicar por un factor β, con la ley dada en la figura de la derecha. Con esto resulta la ley de empujes de la izquierda.



LEY DE EMPUJES UNITARIOS FACTOR β

El cortante V_{Ed} antes de la reducción β (Artículo 6.2.2(6)) ha de cumplir:

$$\upsilon = 0{,}6(1\text{-}f_{ck}/250) = 0{,}6(1 - 30 / 250) = 0{,}528$$
$$V_{Ed} \leq 0{,}5\ b_w\ d\ \upsilon\ f_{cd} = 0{,}5 \cdot 1 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}528 \cdot 20 \cdot 1000 =$$
$$= \mathbf{5544} \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow \text{Cumple}$$

Para el cálculo de la reducción se adoptan las siguientes longitudes en los dos tramos inferiores:

$$\text{L tramo medio} = 1{,}5 \cdot 1{,}05 = 1{,}575 \text{ m}$$
$$\text{L tramo inferior} = 0{,}5 \cdot 1{,}05 = 0{,}525 \text{ m}$$

Los empujes unitarios sin mayorar, ya multiplicados por β en la parte inferior, son:

$$z = 0 \rightarrow e = 10 \cdot 0{,}3333 = 3{,}33 \text{ kN/m}^2$$
$$z = 7{,}40 \rightarrow e = 3{,}33 + 20 \cdot 0{,}3333 \cdot 7{,}40 = 52{,}66 \text{ kN/m}^2$$
$$z = 8{,}975 \rightarrow e = 0{,}25\ (52{,}66 + 20 \cdot 0{,}3333 \cdot 1{,}58) = 15{,}79 \text{ kN/m}^2$$
$$z = 9{,}50 \rightarrow e = 15{,}79 + 0{,}25 \cdot 20 \cdot 0{,}3333 \cdot 0{,}52 = 16{,}67 \text{ kN/m}^2$$

El cortante de cálculo resulta:

$1{,}5 \cdot 0{,}5(3{,}33 + 52{,}66)\ 7{,}40 =$	310,7 kN
$1{,}5 \cdot 0{,}5(52{,}66 + 15{,}79)\ 1{,}575 =$	80,9 kN
$1{,}5 \cdot 0{,}5(15{,}79 + 16{,}67)\ 0{,}525 =$	12,8 kN
Reacción permanente: $1{,}5 \cdot 20 =$	30,0 kN
V_{Ed}	**434,4** kN

Valor de cálculo para la resistencia a cortante sin armadura:

$$C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_c = 0{,}18 / 1{,}5 = 0{,}12$$
$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200 / 1050)^{1/2} = 1{,}436$$
$$k_1 = 0{,}15$$

Valor de cálculo inicial para la resistencia a cortante sin armadura (6.2a):

Se incluye el pequeño efecto del axil.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 421{,}3 / 1{,}1 / 1000 = 0{,}383 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{Rd,c} = [C_{rd,c}\, k\, (100\ \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}]\ b_w\, d =$$
$$= [0{,}12 \cdot 1{,}436 \cdot (100 \cdot 0{,}00436 \cdot 30)^{1/3} + 0{,}15 \cdot 0{,}383] \cdot 1000 \cdot 1{,}05 =$$
$$= 0{,}463 \cdot 1000 \cdot 1{,}05 = 486{,}6 \text{ kN}$$

Valor de cálculo mínimo para la resistencia a cortante sin armadura (6.2b):

$$\upsilon_{min} = 0{,}035\, k^{3/2}\, f_{ck}^{\ 1/2} = 0{,}035 \cdot 1{,}436^{3/2} \cdot 30^{1/2} =$$
$$= 0{,}330 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + k_1 \sigma_{cp})\ b_w d = (0{,}330 + 0{,}15 \cdot 0{,}383) \cdot 1000 \cdot 1{,}05 =$$
$$= 406{,}8 \text{ kN/m}$$

Valor de cálculo para la resistencia a cortante sin armadura: **486,6** kN/m > V_{Ed}

Por tanto, no necesita armadura de cortante.

Con los parámetros del Anejo Nacional:

$$\upsilon_{\ min} = 0{,}075 / \gamma_c\, k^{3/2}\, f_{ck}^{\ 1/2} = 0{,}075 / 1{,}5 \cdot 1{,}436^{3/2} \cdot 30^{1/2} =$$
$$= 0{,}471 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + k_1 \sigma_{cp})\ b_w d = (0{,}471 + 0{,}15 \cdot 0{,}383) \cdot 1000 \cdot 1{,}05 =$$
$$= 555{,}1 \text{ kN/m}$$

Valor de cálculo para la resistencia a cortante sin armadura: **555,1** kN/m > V_{Ed}

En definitiva, es posible alcanzar una altura de estribo importante, en un caso real de una carretera, sin más que contar con el pequeño efecto del axil y con la reducción de empujes por efecto arco en la proximidad a la base.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025