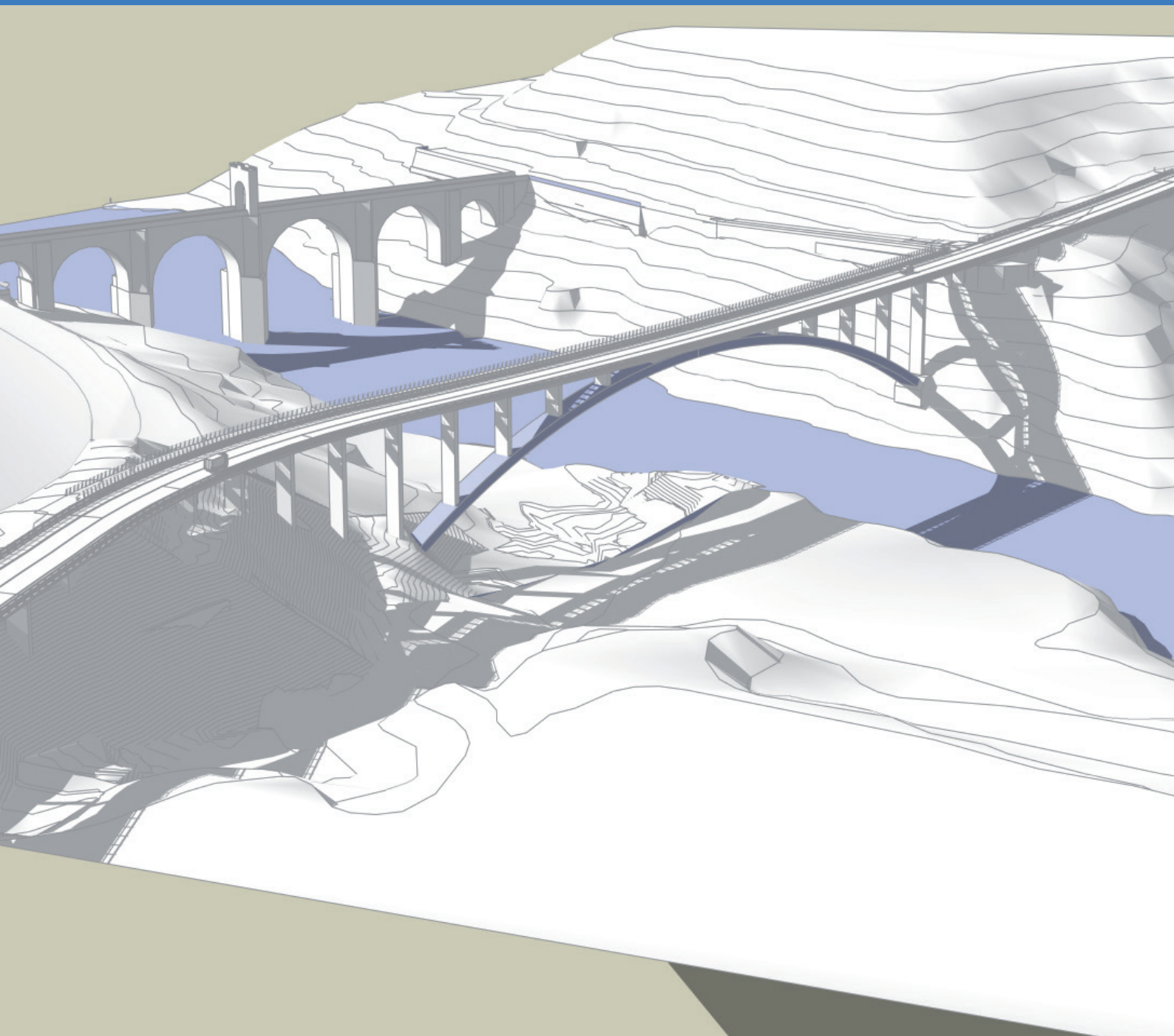
ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Septiembre - Diciembre 2024 I Volumen 75 - Número 304



www.hormigonyacero.com

SOLUCIONES BIM PARA INGENIERÍA CIVIL Y DISEÑO DE PUENTES

- MODELADO BIM
- CÁLCULO Y ANÁLISIS DEL MODELO
- DESPIECES AUTOMÁTICOS DE ARMADURAS
- CONEXIÓN CON MÁQUINAS DE DOBLADO

ALLPLAN

C/ Raimundo Fdez. Villaverde 30
28003 Madrid
+34 915 71 48 77
info.es@allplan.com
www.allplan.com/es

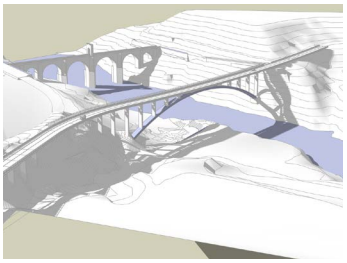


FOTO DE PORTADA: Maqueta del nuevo puente de Alcántara.

HORMIGÓN y ACERO

Septiembre - diciembre 2024 I Volumen 75 - Número 304

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

Gonzalo Ruiz López (ETSI Caminos, C. y P. – UCLM, Ciudad Real, España)*

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (Fhecor, Madrid, España)*

SECRETARIO:

Dorys C. González Cabrera (E. Politécnica Superior – Universidad de Burgos, Burgos, España)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (Cinter, Madrid, España)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid, España)*

VOCALES:

Víctor Alvado Benítez (Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Alemania)
Juan Luis Bellod Thomas (Cesma Ingenieros, Madrid, España)
Héctor Bernardo Gutiérrez (ACHE, Madrid, España)
Ángel Castillo Talavera (Instituto E. Torroja – CSIC, Madrid, España)
Héctor Cifuentes Bulté (ETS Ingeniería – Universidad de Sevilla, Sevilla, España)*
Antoni Cladera Bohigas (Universidad de las Islas Baleares, Palma, España)
David Fernández Montes (ETSI Caminos, C. y P. – UPM, Madrid, España)
Luisa María Gil Martín (ETSI Caminos, C. y P. – UGR, Granada, España)
Beatriz Martín Pérez (University of Ottawa, Ottawa, Canadá)
Pedro Miguel Sosa (ETSI Caminos, C. y P. – UPV, Valencia, España)
Alejandro Pérez Caldentey (Fhecor, Madrid, España)
Lisbel Rueda García (ICITECH — UPV, Valencia, España)
Jacinto Ruiz Carmona (Mecanismo Ingeniería, Madrid, España)
Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart, Alemania)
Álvaro Serrano Corral (MC 2 Estudio de Ingeniería, Madrid, España)
Juan Antonio Sobrino Almunia (Pedelta Canada Inc., Toronto, Canadá)
Carlos Thomas García (ETSI Caminos, C. y P. — Universidad de Cantabria, Santander, España)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Oporto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (ETSI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, España)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid, España)
Mª Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid, España)
Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, España)
José Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid, España)
Miguel Ángel Astiz Suárez (Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España)
Gustavo Ayala Milián (Instituto de Ingeniería – UNAM, Coyoacán, México D.F.)
Alex Barbat Barbat (ETSI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, España)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, Madrid, España)
Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, School of Architecture, Guimarães, Portugal)
Luis Fernández Luco (Universidad de Buenos Aires, Facultad de Ingeniería, Buenos Aires, Argentina)
Miguel Fernández Ruiz (ETSI Caminos, C. y P. – UPM, Madrid, España)
Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI Caminos, C. y P. – UPM, Madrid, España)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid, España)
Paulo R. L. Helene (Escola Politecnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil)
José Antonio Llombart Jaques (Consultor independiente, Madrid, España)
Antonio Marí Bernat (ETSI Caminos, C. y P. – UPC, Barcelona, España)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid, España)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Fadón Ingeniería S.L., Madrid, España)
Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina)
António Reis (IST – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal)
Jesús Rodríguez Santiago (ETS de arquitectura, UPM, Madrid, España)
José Manuel Roesset (National Academy of Engineering, Washington DC, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Terán (Imperial College London, Faculty of Engineering, London, Reino Unido)
Juan Sagaseta Albajar (University of Surrey, Faculty of Engineering and Physical Sciences, Guildford, Surrey, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Consultor independiente, Madrid, España)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Faculty of Engineering, London, Reino Unido)

** 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.hormigonyacero.com*

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigón y Acero* está indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/Web of Science Core Collection (ESCI/WoS) - Journal Citation Reports (JCR) – Scopus - Pascal – ÍnDICEs-CSIC – Dialnet-Sumaris – Catálogo Latindex 2.0 – ScienceDirect.

Todos los contenidos se publican como artículos de acceso abierto, bajo la licencia *Creative Commons Reconocimiento-No Comercial-Sin Obra Derivada* (CC BY-NC-ND 4.0). No se admite el uso de los artículos con fines comerciales. Sí permite copiar, distribuir e incluir el artículo en un trabajo colectivo (por ejemplo, una antología), siempre y cuando no exista finalidad comercial, no se altere ni se modifique el artículo y se cite apropiadamente el trabajo original.

Ni Cinter Divulgación Técnica ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE) 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.

ISSN 0439-5689
Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.hormigonyacero.com

Protección de datos: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L. 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

CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.
C/Doctor Santero, 7 , 28039 Madrid (España)
Teléfono: 913191200
Correo electrónico: cinter@cinter.es

Impresa en España por Gráficas Muriel
Diseño gráfico y maquetación: mgrafico.com

Depósito legal: M-853-1958

HORMIGÓN y ACERO

Disponible en **www.hormigonyacero.com**

SUMARIO | CONTENTS

SEPTIEMBRE - DICIEMBRE 2024 I Volumen 75 - Número 304

September - December 2024 I Volume 75 - Issue 304

Carta del director 5

Proyecto del nuevo puente arco de Alcántara sobre el río Tajo en la carretera EX-117 (Cáceres)
Project of the new Alcantara arch bridge over Tagus river on the EX-117 road. (Cáceres)
Ramón Sánchez de León, Alberto Herrera Gómez, & Francisco Sánchez de León 7

Sobre el diseño de capiteles metálicos en forjados unidireccionales de edificación
On Steel Shear Head Design For One-Way Buildings Flat Slabs
Sergio Rodriguez Morales 15

Diseño paramétrico de ruedas trianguladas de radios traccionados con perfil biconvexo para estructuras de cubierta sobre graderíos de estadios con planta elíptica
Parametric Design of Triangulated Tensile Spoke-Wheels with Bi-Convex Profile for Roof Structures on Elliptical Stadium Stands
Rodrigo Martín-Sáiz, & Blas Herrera 35

Evaluation of Horizontal Loads in the Concept Design of Tall Building Concrete Structures
Evaluación de las acciones horizontales en el diseño conceptual de las estructuras de hormigón de edificios en altura
Carlos Muñoz Blanc, & Inma Fortea Navarro 51

Nueva pila del acueducto PSA 101 sobre la AP-68 en Bilbao
New Pier for the Bridge-Aqueduct PSA 101 over AP-68 Highway in Bilbao
Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri, & Francisco Javier Gómez Corral 65

Proyecto modificado del viaducto de la A-54 sobre el río Miño en Lugo
Modified Project of the A-54 Viaduct over the Miño River in Lugo
Javier Muñoz-Rojas, Sara Fernández, Camilo Miguez, & Sergio Sà 81

Depósito de cloruros en el hormigón en las atmósferas de la isla de Tenerife-España
Deposition of chlorides in the concrete in the atmospheres of Tenerife Island- Spain
Concepción Blanco Peñalver, Carmen Andrade Perdrix, R. Souto Suárez, J.J. Santana Rodríguez, & N. Rodríguez Brito 89

© 2024 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE).
Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 067 41 64 - www.e-ache.com

ACHE

CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

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)

ALLPLAN Systems

ARENAS & ASOCIADOS, INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER

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

AZUL CONSTRUCCIÓN REPAIR, S.A.
Pq. Comercial San Jerónimo, Calle A,
Nave 11. 41015 SEVILLA

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

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS
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

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Avda. Camino de Santiago 40
28050 MADRID

FHECOR ingenieros consultores S.A.
C/Barquillo, 23. 1º izq.
28004 MADRID

FLORENTINO REGALADO INGENIERÍA & ARQUITECTURA S.L.P.
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

MAMMOET
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)

MEKANO4 INNOVATIVE SOLUTIONS
P.I. Can Nadal, Carrer Can Nadal, s/n, Nave 1-A, 08185
Lliçà de Vall, Barcelona

OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alfonso XI, 12
28014 Madrid

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

MEMBER OF BASQUE RESEARCH
& TECHNOLOGY ALLIANCE

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

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:

CARTA DEL DIRECTOR

El arco es el *ars ubi materia vincitur ipsa sua*, según reza la lápida del templete del Puente de Alcántara, que José Antonio Fernández Ordóñez tradujo como el "artificio por el cual la materia se vence a sí misma". El proyecto del nuevo puente en Alcántara, portada de este número de Hormigón y Acero, es por ello un homenaje al Puente de Alcántara. Es un arco impresionante, ya en construcción, con una pasarela que permitirá la contemplación del puente romano desde perspectivas absolutamente nuevas, y tendrá un centro de interpretación que ayudará a comprender la grandeza del Puente a todos los visitantes. El artículo es de los hermanos Ramón y Francisco Sánchez de León, y de Alberto Herrera, del Estudio AIA.

Este proyecto suscitó controversia debido a la su proximidad al Puente de Alcántara. Especialmente relevante fue el debate mantenido en el Instituto de Ingeniería de España en marzo de 2021, moderado por Julio Martínez Calzón, y que está disponible en *YouTube* (se encuentra buscando "Jornada debate sobre el nuevo puente en Alcántara"). Tuve el honor de participar en ese debate para hablar sobre el estado del puente romano, y defendí la necesidad de hacer un estudio completo sobre sus patologías —las tiene, fundamentalmente debidas al tráfico pesado que soporta—, y de diseñar un programa de conservación y mantenimiento, y abogué por la realización del nuevo puente porque ayudaría a que el romano realmente *perpetui mansurum in seacula mundo* ("dure por los siglos del mundo", como dice la lápida del templete). Al final del debate, Julio Martínez Calzón abandonó su neutralidad como moderador y alabó la armonía del nuevo puente con el antiguo, su cromatismo y levedad, que evita una presencia opresiva. Asimismo, afirmó que "en conjunto, preferiría hacer el nuevo puente"… y se acabó el debate. Por cierto, en aquellas fechas estábamos a punto de publicar el último artículo de Julio Martínez Calzón en *Hormigón y Acero*, titulado "Una revisión biográfica y significativa de las estructuras mixtas de hormigón y acero estructural" [1], en el que ofrece una visión personal sobre su propia trayectoria profesional. Entonces anuncié su publicación y recomendé su lectura, cosa que ahora reitero, para entender mejor la obra científica y técnica de un ingeniero —y artista— insigne que nos ha dejado recientemente.

El presente número se completa con otros artículos sobre diseño y cálculo de estructuras, de: Sergio Rodríguez Morales; Rodrigo Martín Sáiz y Blas Herrera; Carlos Muñoz Blanc e Inma Fortea Navarro; Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri y Francisco J. Gómez Corral; y Javier Muñoz-Rojas, Sara Fernández, Camilo Miguez, y Sergio Sà. Se completa con un artículo de investigación sobre el depósito de cloruros en el hormigón en la atmósfera de Tenerife, por Concepción Blanco Peñalver, Carmen Andrade, R. Souto Suárez, J.J. Santana Rodríguez y N. Rodríguez Brito. Se trata de excelentes artículos, varios de ellos provenientes del Congreso ACHE de Santander. Aprovecho para animar a los lectores a que participen en el próximo Congreso de Granada, que se celebrará de 15 al 27 de junio de 2025. Las mejores comunicaciones —según selección de Comité Científico— se propondrán para ser publicadas en *Hormigón y Acero*, aumentando así su visibilidad e impacto.

En la revista estamos también trabajando en varios números monográficos, como ya indiqué en mi carta del número anterior, que era precisamente un excelente monográfico sobre cortante, editado por David Fernández Montes, que tuvo una excelente jornada de presentación el 12 de marzo pasado, organizada por el Comité de Eventos de ACHE. A ellos se suma un próximo monográfico sobre el nuevo Estadio Santiago Bernabeu, y que se ha comenzado por iniciativa y con la contribución del equipo técnico de FCC responsable de la construcción, el cual esperamos publicar antes del Congreso de Granada.

Espero que disfruten de este número y, como siempre, agradezco su continuo apoyo y participación.

Gonzalo Ruiz
DIRECTOR DE *HORMIGÓN Y ACERO*

[1] Martínez Calzón, J. (2021). Una revisión biográfica y significativa de las estructuras mixtas de hormigón y acero estructural. *Hormigón y Acero*, 72(293), 7-29. https://doi.org/10.33586/hya.2020.2023

NUEVA VERSIÓN DE SOFiSTiK DISPONIBLE

- Novedoso visor para una actualizada experiencia visual durante el post-proceso.
- Mejoras en el diseño de vigas para el flujo de trabajo en modelos 3D.
- Nuevas secciones estándar en T por un solo lado para el contorno.
- Implementación del ciclo vital y la huella de carbono del modelo estructural.
- Comprobaciones elásticas en límite último de servicio para puentes mixtos.
- Nuevo interfaz gráfico para el análisis dinámico de puentes ferroviarios.
- Análisis del espectro de respuesta en sismos para edificación.

y más novedades en los procesos de modelado y de delineación.

INFORMACIÓN DETALLADA AQUÍ

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2024
https://doi.org/10.33586/hya.2020.2554

Proyecto del nuevo puente arco de Alcántara sobre el río Tajo en la carretera EX-117 (Cáceres)

Project of the New Alcantara Arch Bridge Over Tagus River on the EX-117 Road. (Cáceres)

Ramón Sánchez de León[*a], Alberto Herrera Gómez[b] y Francisco Sánchez de León[c]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA. Director Dpto. Obra Civil. rsanchezdeleon@estudioaia.com*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA. Departamento de Estructuras. aherrera@estudioaia.com*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA. Director Dpto. Edificación. fsanchezdeleon@estudioaia.com*

Recibido el 7 de junio de 2019; revisado el 17 de mayo de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El puente romano de Alcántara fue construido en el año 103 d.C y fue declarado Monumento Nacional en 1924. Soporta actualmente un tráfico de vehículos pesados que circulan por la EX-117 que está deteriorándolo considerablemente; por ello la Junta de Extremadura decide proyectar una variante que lo libere del tráfico con un nuevo puente sobre el Tajo, permitiendo conservar este legado para generaciones venideras. La construcción de un puente paralelo al antiguo puente romano de Alcántara supone un fuerte reto para los ingenieros que sentimos el diseño de puentes como algo vocacional. En este artículo se muestran los condicionantes del diseño y la estructura finalmente proyectada.

PALABRAS CLAVE: Arco, mixto, costillas, hormigón autocompactante, acero, pizarra, romano.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The Roman bridge of Alcantara was built in 103 AD and was declared a National Monument in 1924. It currently supports heavy vehicle traffic that circulates on the EX-117 that is deteriorating it considerably; for this reason, the Junta de Extremadura decides to project a new bridge over the Tagus, allowing this legacy to be preserved for generations to come. The construction of a bridge parallel to the Roman bridge of Alcantara is a strong challenge for engineers who feel the design of bridges as something vocational. This article shows the design constraints and the finally projected structure.

KEYWORDS: Arch, composite, ribs, self-compacting concrete, steel, slatestone, Roman.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: rsanchezdeleon@estudioaia.com (Ramón Sánchez de Léon)

Cómo citar este artículo: Sánchez de León, R., Herrera, A., & Sánchez de León, F. (2024). Proyecto del nuevo puente arco de Alcántara sobre el río Tajo en la carretera EX-117 (Cáceres). *Hormigón y Acero*. 75(304):7-14 https://doi.org/10.33586/hya.2020.2554

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de la Junta de Extremadura con la realización de un nuevo puente en la carretera comarcal EX-117 en Alcántara es el de planificar una alternativa viaria para el cruce de dicha carretera sobre el río Tajo, eliminado de este modo el tráfico rodado sobre el actual Puente Romano.

La alternativa de trazado en la cual se encaja el nuevo puente de Alcántara fue seleccionada tras un análisis exhaustivo de la zona de proyecto y tras el planteamiento de varias opciones, discutidas con diferentes organismos competentes en el puente histórico. Se llegaron a definir hasta cinco alternativas. Todos los trazados en planta discurrían entre el puente romano y la presa de Alcántara, ya que aguas abajo del puente romano está el Parque Natural del Tajo Internacional.

2. BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL PUENTE ROMANO

El puente romano de Alcántara sobre el río Tagus fue construido en el año 103 d.C. por Cayo Julio Lacer durante la

Figura 1. Puente romano de Alcántara.

etapa de Marco Ulpio Trajano, emperador hispano, al que se dedica el arco de triunfo sobre la pila central.

En el siglo XII los musulmanes lo rebautizaron con el nombre de *Al-Qantarat* "El puente". Durante la Reconquista, en el siglo XIII, el rey Alfonso IX de León tomó la villa de Alcántara en 1213. El puente quedó dañado, no se sabe si por acción cristiana o musulmana.

Entre los años 1532 y 1543, bajo el gobierno del emperador Carlos V se realizó la primera obra de restauración. Se reparó el primer arco de poniente, se limpió de añadidos defensivos medievales y se actuó sobre el arco de triunfo con la inserción del escudo imperial.

En 1707, durante la guerra de Sucesión, los portugueses intentaron volar sin éxito el segundo arco de la margen derecha, quedando importantes daños que fueros reparados bajo el mandato del rey Carlos III en 1778. En 1809, durante la invasión francesa, se atacó de nuevo este arco consiguiendo, en este caso, su destrucción, a fin de impedir el paso de las tropas napoleónicas. En 1818 se instala una estructura de madera en el lugar del arco demolido para recuperar de modo precario el paso sobre el río Tajo. Ésta es incendiada en 1836 por las tropas isabelinas para impedir el paso de los carlistas.

En 1860 fue definitivamente restaurado bajo el mandato de Isabel II, dirigido por el ingeniero Alejandro Millán. Fue rehecho el arco que había sido volado, se consolidó toda la fábrica de sillería, se reconstruyó el arco de triunfo central, se pavimentó la calzada y se erigieron los nuevos estribos laterales.

En 1969, consecuencia de la construcción del Embalse de Alcántara, se desvió el caudal del río a través de túneles excavados en la roca, quedando el lecho fluvial completamente seco. Se observó que una de las pilas estaba descalzándose, procediéndose a su restauración y recalce.

3. ESTADO ACTUAL DEL PUENTE ROMANO

Casi dos mil años después de su construcción, el puente romano sigue prestando servicio. En los últimos 60 años está siendo utilizado por vehículos con más de 45 toneladas que transmiten vibraciones y cargas dinámicas a la estructura, lo que supone un serio problema para la persistencia del monumento histórico.

Existen una serie de patologías en el puente que justifican plenamente la necesidad de liberarlo de tráfico, para conservar este legado para generaciones venideras.

El granito de las dovelas se ha ido descomponiendo a lo largo de sus años de existencia consecuencia de la humedad que se filtra por la calzada a causa del mal drenaje y la posterior heladicidad del material.

El Arco de Triunfo central presenta una importante apertura en su clave, producida por las vibraciones del tráfico y deformaciones de la estructura. Estas vibraciones están acentuadas por el enlosado del puente que genera un pavimento muy irregular.

Existen notables grietas en los arcos, que denotan una degradación de la estructura por el exceso de peso del tráfico existente.

4. CONDICIONANTES DE LA SOLUCIÓN

Además de la existencia del puente romano, existen otra serie de condicionantes que han influido considerablemente a la hora de realizar el proyecto y que son los siguientes:

Figura 2. Vista del puente romano, presa de Alcántara y nuevo puente proyectado.

4.1. Parque natural del Tajo Internacional.

Al oeste del actual puente romano se sitúa el Parque Natural del Tajo Internacional. El curso fluvial del río Tajo, que sirve de frontera natural entre España y Portugal, divide una zona de idénticas características entre ambos países.

El Tajo es a la vez el elemento común y nexo de unión de todo el territorio que se extiende linealmente a lo largo de más de 60 km. Esta singularidad hace que sea descartable cualquier opción de trazado aguas abajo del actual puente de Alcántara, pues entraríamos dentro del Parque Natural, por lo que restringe el nuevo trazado a la banda entre la presa y el puente.

4.2. Presa de Alcántara.

La presa de Alcántara está a 1000 metros aguas arriba del puente romano, siendo una presa de gravedad de hormigón que genera una importante pantalla visual. Evitando fatigar al visitante con tanto hormigón se buscan soluciones de estructuras más sutiles.

Desde el punto de vista del trazado de la nueva solución, es necesario considerar que cuando se producen desembalses de la presa se genera una nebulización que disminuye considerablemente la visibilidad y por tanto requiere alejar lo suficientemente el trazado. Asimismo esta presa tiene una importante repercusión en la laminación de avenidas y en el estudio hidráulico necesario para el diseño del puente.

4.3. Integración con el puente romano.

Es prioritario conseguir una solución estructural cuyas formas estén en perfecta armonía con el puente histórico sin pretender robarle un ápice de su protagonismo, integrado asimismo en el entorno natural y encajado en el valle del Tajo.

Esta armonía del entorno es quizá lo más difícil de conseguir. En este sentido las soluciones en arco bien proporcionadas nos parecen sin duda las más adecuadas; buscando además en ellas las proporciones clásicas.

4.4. Materiales.

El manejo adecuado de los materiales a emplear en el puente es básico para conseguir su integración en el entorno, en este sentido el uso de hormigón lo vemos redundante y abusivo por la existencia de la presa de hormigón. Sin embargo, el uso de acero autopatinable está en dialogo perfecto con la pizarra existente, ya que ésta tiene una coloración rojiza precisamente debida a la oxidación natural de los sulfuros de hierro.

4.5. Geotecnia.

Desde el punto de vista geológico, la cerrada de Alcántara es un macizo rocoso de una formación cámbrica uniforme, constituida por filadios y esquistos pizarreños subverticales, orientados WNW-ESE.

Geotécnicamente dispone de una alta capacidad portante, que permite plantear estructuras que transmitan cargas importantes a la cimentación como son los arcos clásicos de tablero superior, sin experimentar deformaciones significativas.

4.6. Mínima afección durante la construcción.

Se pretende que la afección al medio natural sea la mínima posible, tanto por la distorsión que establece en el paisaje como por la afección a la riqueza natural de la zona. En este sentido

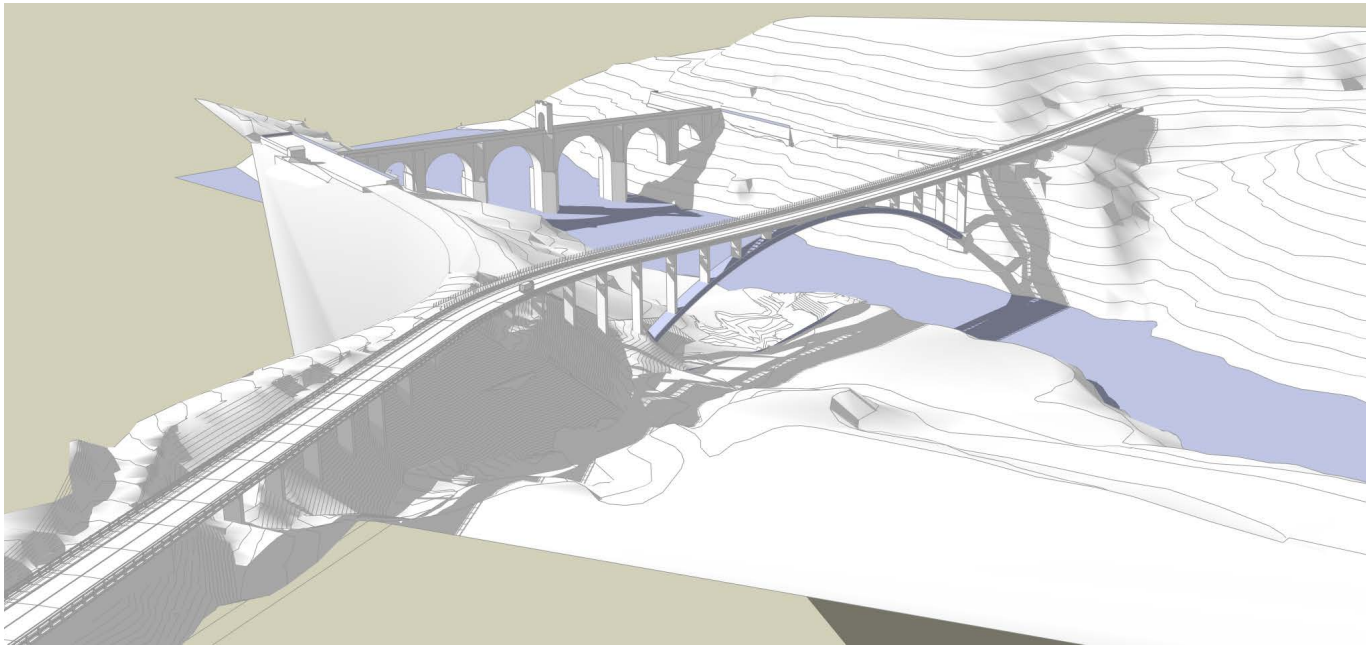


Figura 3. Infografía de la relación entre el puente romano y la nueva estructura.

las estructuras metálicas son más prefabricadas y se manejan medios más ligeros para su montaje.

4.7. Circuito turístico de observación.

El puente romano de Alcántara es un monumento con un gran reclamo turístico, por lo que debe facilitarse su acceso peatonal y la observancia del mismo desde diferentes ángulos de visión, liberado de todo tráfico rodado. Para ello es necesario la creación de un circuito turístico peatonal que incluya los tramos de carretera actuales (que quedarán cerrados al tráfico rodado), el paso contemplativo obligado por el puente romano y cerrando el circuito el paso por el nuevo puente sobre el Tajo, desde donde se observarán perspectivas del puente romano hasta ahora desconocidas.

4.8. Acceso a fincas colindantes.

Finalmente es necesario mantener el acceso a los propietarios de fincas cuyo único acceso es por la carretera actual y el puente romano.

5.
SOLUCIÓN PROYECTADA

La nueva estructura proyectada tiene una longitud de 409.50 metros y está dividida en tres tramos; un primer tramo que denominamos el puente principal con una longitud de 267 metros compuesto por un arco de 180 metros de luz y 5 vanos de acompañamiento; un segundo tramo de 34.50 metros formado por muros de contención y que sirve de nexo a un tercer tramo o viaducto de acceso de 108 metros.

La construcción de un puente paralelo al antiguo puente romano de Alcántara supone un fuerte reto para los ingenieros que sentimos el diseño de puentes como algo vocacional, no en vano, dos mil años de historia nos contemplan.

Después de pasar largas horas en el entorno del puente, considerando los condicionantes anteriores, se llegó a la conclusión de que un arco de tablero superior, encajado entre las dos laderas escarpadas del Tajo, es la solución más natural y coherente, creando una perspectiva armónica con el entorno y en perfecta simbiosis con el puente romano. Además disponemos de roca en ambos extremos que nos permiten concentrar fuertes reacciones en los arranque del arco.

Se ha buscado en el diseño del arco la naturalidad y la elegancia, la pureza formal alejada de todo barroquismo y afectación, dentro de un orden clásico contrastado en el diseño de arcos. Se ha buscado el minimalismo y la austeridad sin robar un ápice de protagonismo al puente romano.

El arco se diseña como estructura mixta de acero y hormigón (acero exterior y relleno interior de hormigón). El acero utilizado es acero de resistencia mejorada a la corrosión que adquiere una pátina de óxido que se integra perfectamente con el color de la oxidación férrica de las pizarras de la zona. El tablero es un cajón metálico del mismo tipo de acero, con importantes voladizos laterales.

6.
PUENTE PRINCIPAL

El tablero sobre el arco está dividido en ocho vanos iguales de 18.00 metros entre pilas (vanos 2 a 9), excepto en la zona central donde arco y tablero se funden en un único elemento, dando así mayor rigidez al elemento estructural arco-tablero en una configuración tipo Maillart.

La unión del arco y el tablero en el tramo central, en una longitud de 36 m centrales, se consigue mediante un macizado de los dos recuadros centrales. La secuencia de pilas

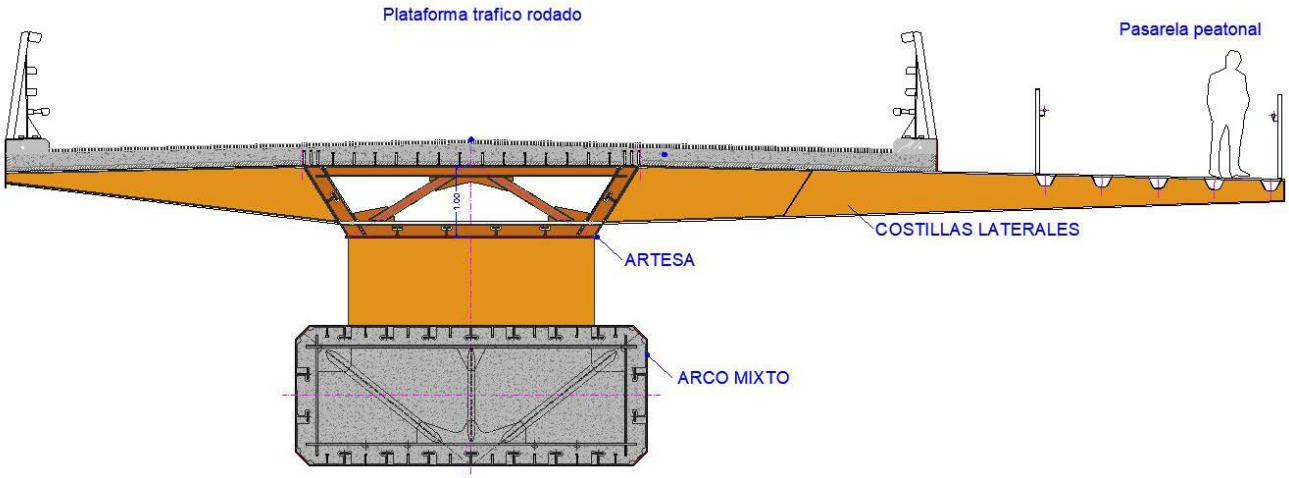


Figura 4. Sección por tablero con costillas transversales, pasarela adosada y arco.

sobre el arco sigue sensiblemente la regla clásica de vanos del tablero equivalentes al décimo de la luz del arco.

En el estribo de la margen derecha del río Tajo hay un vano adicional de 19.50 metros (vano 1) y en la margen izquierda se diseña un viaducto de aproximación con cuatro vanos, tres de ellos (vanos 10 a 12) con igual luz a la existente en los vanos sobre el arco, esto es, 18.00 m, y el cuarto (vano 13) con una luz de 13.50 metros. De esta manera los viaductos se entienden como continuación del tablero que descansa sobre el arco.

La plataforma del puente se compone por una calzada de 13.20 m de anchura para el tráfico rodado y por una pasarela peatonal de 3.50 m de ancho paralela a la calzada. La calzada está formada por dos carriles de 3..50 m de anchura y arcenes de 2.50 m, dejando 0.60 m en los bordes para el anclaje de los elementos de contención. La pasarela está físicamente separada de la calzada una anchura de 1.40 m y se apoya sobre las costillas transversales de la sección.

6.1. Arco.

El arco proyectado tiene una luz de 180 metros, con una flecha de 25.50 metros, con una relación flecha luz de 1/7.06 generando un arco básicamente rebajado de directriz parabólico, que se corresponde con el antifunicular de cargas permanentes.

El arco tiene una sección transversal rectangular, de 5.00 m de anchura y 2.00 m de canto, permaneciendo constante en todo su desarrollo. Las esquinas están achaflanadas para mejorar el comportamiento aeroelástico de la sección. La sección es mixta ya que el contorno exterior es de acero S-355 J2W autopatinable y el interior se hormigona una vez cerrado el arco con hormigón autocompactante de última generación.

Para disminuir el peso del arco en zonas donde el hormigón no es eficaz se disponen de tres aligeramientos circulares de poliestireno expandido de 1.20 metros de diámetro. Con estos aligeramientos se mejora el radio de giro de la sección (relación inercia/área) y por tanto se mejora el comportamiento estructural del arco, disminuyendo a la vez el peso propio.

Los espesores de las chapas del arco (alas y almas), varían desde 45 mm en las zonas de empotramiento en los extremos hasta 20 mm en las zonas menos solicitadas.

6.1.1. Rigidización del arco.

Se ha dispuesto una rigidización interior dentro del arco, que es necesaria durante fases constructivas del puente, en la que sólo trabaja la sección metálica. Esta rigidización además de disminuir la abolladura de la chapa y el pandeo del elemento chapa + rigidizador, resiste las presiones del hormigón interior durante su vertido. Aproximadamente cada 3.00 metros se dispone de unos diafragmas transversales, unos de los cuales son abiertos y formados por perfiles laminados y otros son cerrados para crear tramos estancos para facilitar el hormigonado durante la construcción.

6.1.2. Diafragma de apertura en clave.

En la zona de la clave se dispone igualmente dentro del arco de unos diafragmas longitudinales y transversales para facilitar la colocación de los gatos hidráulicos para realizar la apertura en la clave del arco durante el proceso constructivo.

6.1.3. Hormigón autocompactante.

Interiormente el arco está relleno con un hormigón autocompactante tipo HA-40/AC-E3-V3-RB2-12-IIb, realizado con un cemento de bajo calor de hidratación CEM-II-LH y de retracción compensada, con una resistencia mecánica de 40 MPa y un tamaño máximo del árido de 12 mm. Se ha supuesto que el empuje del hormigón en las chapas del arco durante el hormigonado es igual a la presión hidrostática del mismo.

6.1.4. Arranque del arco.

El arco está empotrado en las cimentaciones, el contacto entre el arco de acero y el plinto de cimentación se resuelve mediante una basa metálica donde se suelda todo el perímetro de arco en penetración completa, convenientemente rigidizada verticalmente.

Las dimensiones de la basa son 6000 x 3000 mm, con un sobreancho alrededor del perímetro de arco de 500 mm a cada lado de las chapas del arco (alas y almas), el espesor de la basa es de 70 mm.

Para coger los importantes momentos flectores que aparecen en el empotramiento, alternos de signo según la hipótesis de cálculo, se disponen unas barras roscadas de acero galvanizado de 63.5 mm de diámetro y de acero de 700 MPa de tensión de rotura, convenientemente ancladas en el hormigón.

6.2. Tablero.

El tablero tiene una anchura de 13.20 metros y está formado por una artesa metálica central de doble acción mixta materializando la plataforma del tráfico rodado con costillas laterales cada 3.00 metros y una pasarela lateral en losa ortótropa adosada al tablero que se va apoyando sobre estas costillas transversales.

De esta manera los tráficos rodados se separan claramente de los peatonales, permitiendo así una mayor comodidad y aislamiento para los peatones en el circuito establecido para la contemplación del puente romano de Alcántara.

6.2.1. Artesa metálica.

El tablero está compuesto por una artesa metálica de 1.00 m de canto, de acero autopatinable S-355 J2W. La anchura del ala inferior de la artesa es de 3.50 m y la superior es de 4.75 m. En la parte superior la artesa está abierta y dispone de dos alas longitudinales de 400 mm de anchura en la zona de centro de vano y 500 mm en la zona sobre pilas con espesores que varían entre 20 y 40 mm.

El ala inferior es de ancho constante de 4750 mm con espesor variable entre 15 y 25 mm. Dispone de cuatro rigidizadores longitudinales en toda su longitud de chapa armada.

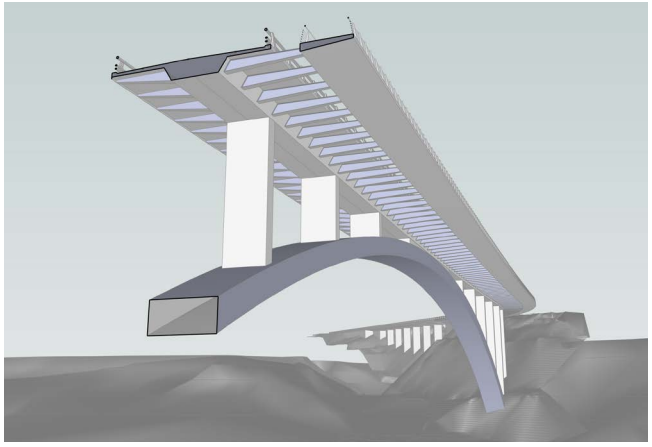


Figura 5. Sección por arco y tablero.

Las almas están inclinadas 32º respecto de la vertical y están rigidizadas longitudinalmente a lo largo de toda su longitud por un único rigidizador en el centro del alma de chapa armada, muy eficaz frente al cortante.

6.2.2. Costillas transversales.

Las costillas transversales materializan la anchura completa del tablero y de la pasarela peatonal. Son asimétricas, ya que la costilla derecha es más larga que la izquierda para permitir el apoyo sobre ella de la pasarela peatonal. Las costillas izquierdas tienen una longitud de 4.12 metros y las derechas aumentan hasta una longitud de 9.68 m. Tienen sección en doble T, de canto variable, con anchura constante del ala superior de 350 mm y variable en el ala inferior.

6.2.3. Doble acción mixta.

En los vanos del puente, en la zona de apoyo de pilas (tramo de flexión negativa) se proyecta una losa de hormigón HA-50/F/20-IIb de 25 cm de espesor constante sobre la chapa inferior de la artesa, en una longitud de 4.25 metros a cada lado de la pila. Esta doble acción mixta disminuye considerablemente tanto el espesor de la chapa de fondo como el de su rigidización longitudinal y garantiza un comportamiento dúctil de la sección sobre pila.

6.2.4. Prelosas colaborantes y losa superior.

Para materializar el tablero se disponen prelosas colaborantes de hormigón armado de 6 cm de espesor con armadura superior en celosía, que sirven de encofrado para el vertido de la losa *in situ* y además colaboran eficazmente con ésta en la resistencia de la sección. Sobre las prelosas se dispone de una losa in situ de hormigón armado HA-35-F-20-IIa hasta completar un espesor medio de losa + prelosa de 27 cm.

6.2.5. Pasarela peatonal.

La pasarela peatonal adosada al tablero tiene una anchura de 3.50 metros y está compuesta por una chapa superior de 8 mm para el tránsito peatonal y cinco bulbos cerrados longitudinales de 158 mm de canto, 283 mm de anchura y 6 mm de espesor; conformando así un tablero ortótropo.

Este tablero ortótropo se va apoyando cada 3.00 metros en las costillas derechas, dando continuidad a los bulbos longitudinales que atraviesan el alma de las costillas.

6.3. Fusión arco-tablero.

En los 36.00 metros centrales del arco, equivalente a dos vanos centrales (2 x 18.00 m), se realiza una fusión entre el arco y la artesa del tablero. La unión entre la cara superior del arco y la cara inferior de la artesa del tablero se materializa mediante almas laterales de 15 mm de espesor que van variando su canto a lo largo de la unión. Mediante estas almas el tablero descansa verticalmente sobre el arco.

Esta solución mejora el comportamiento a pandeo tanto en el plano del arco como en el plano transversal y se conjugan las rigidices de arco y tablero, generado una estructura más rígida menos deformable.

6.4. Pilas sobre el arco.

Las pilas tienen una altura que oscila entre los 18.35 m de la pila P7 y los 4.33 m de la pila P4. La anchura de las pilas es de 3.50 m coincidiendo con la cara inferior de la artesa del tablero. Las pilas son metálicas de acero autopatinable S-355 J2G1W.

Las pilas sobre el arco presentan la particularidad de tener importantes momentos flectores en sentido longitudinal, tanto mayor cuanto menor es su longitud, por lo que ha sido necesario para su cálculo realizar una reducción importante de su ancho eficaz.

Todas las pilas están empotradas en el arco, por lo que es necesario materializar este empotramiento de la pila metálica en el arco mixto.

En el modelo de cálculo existe un empotramiento entre el tablero y las pilas (excepto en la pila P11), de tal forma que es necesario diseñar este nudo para que realmente tenga capacidad de materializar ese empotramiento, tanto a flexión como a torsión.

6.5. Cimentación del arco.

Las cimentaciones del arco se han resuelto mediante grandes macizos de hormigón armado HA-35 en cimentación directa, con una longitud de 14.00 metros en sentido transversal al puente. Estos plintos a pesar de recibir esfuerzos muy parecidos, son ligeramente diferentes por sus condicionantes topográficos principalmente.

Se ha proyectado un refuerzo mediante inyecciones del macizo rocoso en el contorno de la cimentación de ambos plintos de apoyo del arco, con el objetivo de la homogenización de la zona de apoyo, y el tratamiento de eventuales zonas de debilidad o fractura, tanto las preexistentes como aquellas que puedan inducirse por la relajación de tensiones o por el propio proceso de excavación.

6.6. Cimentación en vanos de aproximación.

La cimentación del tablero en las pilas de los vanos de aproximación al arco (pilas P9 a P11) es una cimentación directa sobre pizarra con zapatas de hormigón armado HA-30-B-20-IIa con un canto de 1.75 m y dimensiones de zapatas de 6.75 x 6.75 para la zapata mayor y 5.00 x 5.00 m la zapata menor.

7.
VIADUCTO DE ACCESO

El viaducto de acceso tiene una longitud total de 108.00 metros, formado por dos vanos centrales de 30.00 m y dos vanos adyacentes de 24.00 m en los extremos. La relación de vano lateral frente al central es de 0.80 para mantener la ley de momentos flectores sensiblemente como una viga continua.

La anchura del tablero es de 13.20 m para albergar los dos carriles de tráfico rodado (2 x 3.50) y los arcenes laterales (2 x 2.50) , así como los espacios para colocar los pretiles laterales metálicos.

La estructura se diseña con la misma idea que el puente principal, esto es, con un tablero mixto de acero autopatinable en sección cajón cerrada apoyado sobre pilas mixtas. De esta manera, se entiende el viaducto como una continuidad de la estructura principal.

7.1. Tablero.

El tablero está formado por una artesa de acero autopatinable S-355 J2G1W, de un canto constante de 1.20 m, sobre las que se apoyan unas prelosas colaborantes prefabricadas de hormigón y que junto con la losa hormigonada in situ forman los 25 cm de la cabeza superior de la sección. La sección es totalmente simétrica.

La anchura del ala inferior es de 5.50 m y la superior es de 7.00 m. En la parte superior la artesa está abierta y dispone de dos alas longitudinales de 500 mm de anchura. En esta sección desaparecen las costillas transversales, sustituidas por unos voladizos en el hormigón de 3.10 metros.

Se proyectan unas prelosas colaborantes con la anchura completa del tablero de 13.20 y un canto de 8 cm en hormigón HA-45-F-20-IIa, blanco tintado en color ocre.

7.2. Pilas.

Las pilas proyectadas son de hormigón armado HA-35-B-20-IIb, pero estarán forradas con una chapa de acero autopatinable de 6 mm de espesor, que servirá como encofrado perdido para el vertido del hormigón y que le dará la coherencia con el puente del tramo principal. La anchura de las pilas será de 5.50 m coincidiendo con la base de la artesa y el canto de 1.00 m. Las alturas varían desde 7.30 a 11.44 m.

7.3. Cimentación de pilas.

Las pilas del viaducto están muy próximas a los muros de contención y a la ladera de la carretera actual, ya que en este tramo el viaducto discurre casi paralelo a la carretera, lo que hace sumamente complejo y peligroso hacer unas excavaciones al pie de la ladera.

La solución desarrollada consiste en ejecutar un camino de servicio que se apoya en la ladera de la carretera actual y que genera una plataforma tanto para poder acceder con la maquinaria como para poder ejecutar las cimentaciones.

En la explanada de ese camino se ejecuta un micropilotaje hasta empotrarse en la roca inferior, sobre esos micropilotes se ejecuta el encepado y a partir de aquí arranca la pila. Los micropilotes son de 225 mm de diámetro de perforación y 219 mm de diámetro nominal, con una armadura tubular interior de 127 mm de diámetro y 9 mm de espesor, con un empotramiento en roca de 7.00 metros.

8.
PROCESO CONSTRUCTIVO

El montaje del arco metálico, por su singularidad, es la parte más compleja de la construcción de la estructura.

En primer lugar se montarán los semiarcos exclusivamente metálicos, para una vez cerrado el arco proceder al hormigonado de los mismos y posteriormente seguir con el montaje de pilas y tablero. El arco metálico se monta en dos mitades, una correspondiente a la margen derecha del río o semiarco derecho y la otra correspondiente a la margen izquierda o semiarco izquierdo (más próximo al municipio de Alcántara).

El semiarco izquierdo, al ser una zona perfectamente accesible para la grúa se montará sobre apeos, los cuales coincidirán en el eje de las pilas del tablero. Estos apeos son provisionales y una vez cerrado el arco y realizada la apertura de clave se eliminarán.

El semiarco derecho, al no poder disponerse apeos sobre el cauce habitual del río Tajo, es necesario realizar un avance en voladizo desde el lado derecho, disponiendo de una torre provisional de atirantamiento y cuatro parejas de tirantes provisionales.

Ejecutados los dos semiarcos, se procede a la apertura en clave y cierre posterior de la misma, recuperando así la antifunicular de carga.

Posteriormente se define la secuencia de hormigonado del arco, concretando cada una de las fases de hormigonado. Hormigonado el arco, se procederá a la colocación de pilas y artesa metálica del tablero, para posteriormente colocar las prelosas y la losa in situ. Finalmente se dispondrá de las cargas muertas.

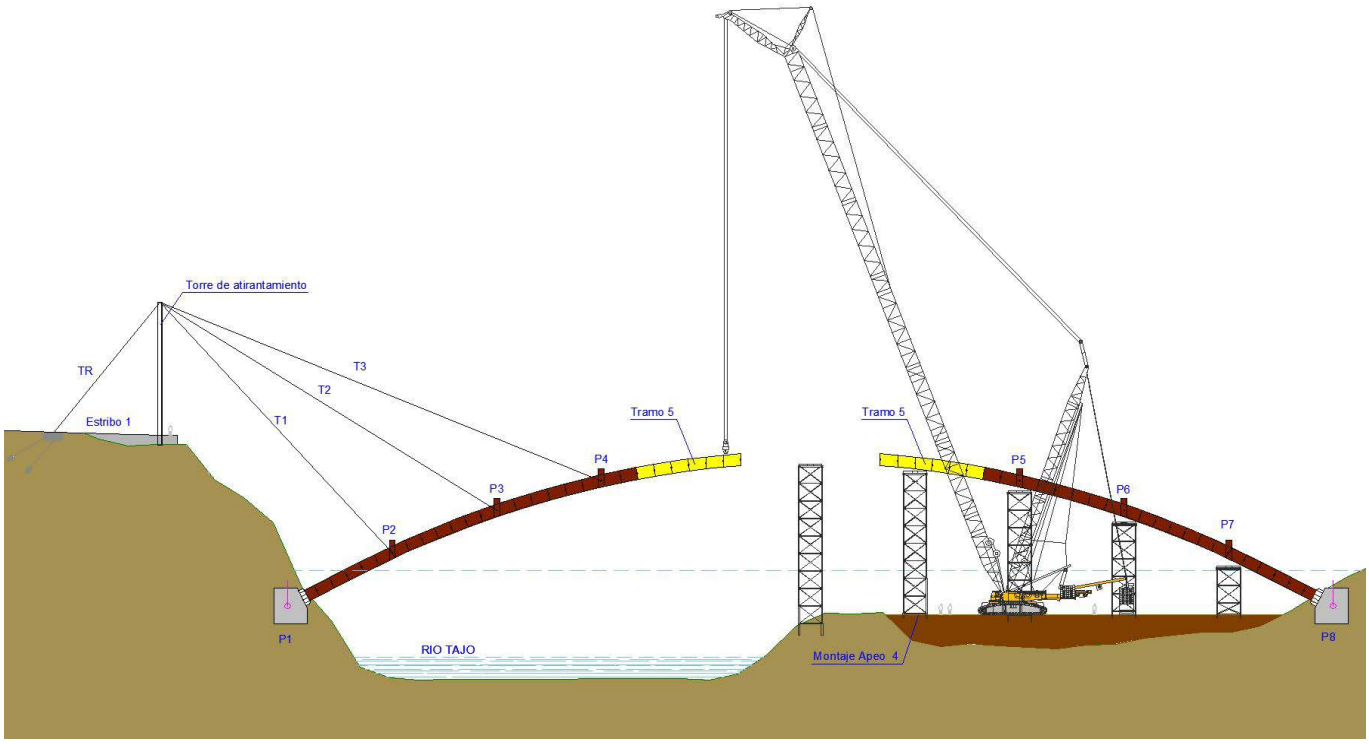


Figura 6. Planteamiento constructivo del arco.

9. COMPORTAMIENTO AEROELÁSTICO.

Se ha realizado un estudio del comportamiento del puente frente a fenómenos aeroelásticos, concluyendo que con el puente terminado no existen riesgos de inestabilidades.

Sin embargo en fases de construcción por avance en voladizo del semiarco derecho, si pueden presentarse fenómenos de desprendimientos de torbellinos a velocidades entorno a los 80 km/h; para lo cual durante el proceso constructivo el semiarco derecho queda anclado lateralmente mediante unos cables al terreno.

Agradecimientos

El proyecto es promovido por la Dirección General de Movilidad e Infraestructuras viarias de la Junta de Extremadura. El ingeniero director del proyecto es D. Pedro Agustín Rodriguez Izquierdo del Servicio de Infraestructuras Viarias. El proyecto ha sido redactado por ESTUDIO AIA, ARQUITECTOS E INGENIEROS ASOCIADOS S.A.

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2024
https://doi.org/10.33586/hya.2023.3072

Sobre el diseño de capiteles metálicos en forjados unidireccionales de edificación

On Steel Shear Head Design for One-Way Buildings Flat Slabs

S. Rodríguez Morales [*,a]

[a] *Máster en Ingeniería Sísmica, Máster en Estructuras de Edificación, Arquitecto Técnico, Doctorando ETSICCPM*
Jefe de Sección de Arquitectura y Estructuras de edificación. Técnicas Reunidas, Madrid (España).

Recibido el 25 de diciembre de 2021; revisado el 7 de julio de 2023, aceptado el 8 de septiembre de 2023

RESUMEN

El empleo de capiteles metálicos como sistemas de conexión en estructuras constituidas por pilares metálicos y forjados de hormigón es una práctica constructiva empleada desde comienzos del siglo XX. Si bien es cierto que el poco conocimiento y base experimental sobre la materia se centra sobre todo en el comportamiento del hormigón en soluciones de forjado con un comportamiento estructural bidireccional (losas macizas y forjados reticulares), son muy pocas las referencias, normativas o códigos de diseño que describen el fenómeno en sistemas estructurales tipo pórtico que soportan normalmente forjados unidireccionales. En el presente artículo, además de ser revisadas las pocas referencias sobre al asunto, se proponen desde un punto eminentemente práctico el diseño de capiteles metálicos en forjados unidireccional de edificación, considerándose también las implicaciones a nivel global de la estructura.

PALABRAS CLAVE: Capiteles metálicos, crucetas, estructuras mixtas, estructuras híbridas, forjados unidireccionales, edificación.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The use of steel structure shear heads to connect structural systems composed by steel columns and concrete flat slabs are a com-mon construction practice since beginning of last century. Although there is a little knowledge and experimental data about the fact, concentrated mostly in two-way structural systems (RC flat or ribbed slabs), there are no so many references, regulations or concrete design codes which describe the phenomena for resisting frame structures usually associated with one-way flat slabs. In this technical paper, not only little references available will be reviewed, but also from a practical point of view, shear heads design for one way building flat slabs shall be proposed, considering also implications from the global structure perspective.

KEYWORDS: Steel shear heads, composite structures, hybrid structures, building flat slabs, buildings.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: r.morales.s@grupotr.es (Sergio Rodríguez Morales)

Cómo citar este artículo: Rodríguez, S. (2024) Sobre el diseño de capiteles metálicos en forjados unidireccionales de edificación, Hormigón y Acero, 75(304):15-33, doi: https://doi.org/10.33586/hya.2023.3072

1. INTRODUCCIÓN

En proyectos de arquitectura la solución conocida erróneamente como "Estructura mixta" (a partir de ahora híbrida), formada por pilares metálicos y forjados de hormigón, goza de mucha aceptación no sólo en proyectos de edificación convencional si no también en construcciones de mayor importancia como lo son los edificios en altura o las obras civiles ejecutadas con soluciones tipo pila-pilote. En el ámbito de la arquitectura aquellos que requieren este tipo de solución buscan ventajas tales como el aumento de la superficie útil debida a las menores dimensiones de los soportes, o esconder con mayor facilidad la estructura tras particiones, consiguiendo paramentos planos sin mochetas. Por el contrario, sus detractores aluden dudas sobre la estabilidad global de la estructura frente a acciones horizontales (viento y/o sismo) o sobre las dificultades que se generan durante la fase de construcción, donde la resolución del sistema de conexión entre el forjado de hormigón y los pilares, en última instancia, se garantiza a través de unos pocos centímetros de soldadura.

Mas allá de opiniones técnicas subjetivas, y asumiendo que el sistema constructivo es una realidad que se lleva diseñando y ejecutando desde hace años (primeras patentes a comienzos del siglo XX en USA), el autor del texto pretende compartir con el lector su experiencia profesional sobre el asunto, prestando especial atención a aquellas estructuras porticadas con forjados unidireccionales, haciendo también alguna reflexión sobre otros sistemas de placas tales como las losas macizas o los forjados reticulares.

En este documento además de lo indicado en el párrafo anterior, se hará una revisión a la poco normativa existente sobre el asunto y a las referencias técnicas disponibles. El sistema estructural será evaluado tanto desde una forma local como global a nivel de pórtico, se establecerán mínimos requisitos de diseño y a modo de recomendación, se presentarán propuestas justificadas que puedan servir de ayuda a otros proyectistas de estructuras a enfrentarse a este problema con mayor seguridad y conocimiento.

2.
PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

2.1. Sistemas de conexión entre estructura horizontal y pilares.

De acuerdo con la bibliografía consultada existen dos tendencias claras en la resolución del problema en función del tipo de conexión que se pretenda diseñar. La forma en que se transfieren los esfuerzos entre los forjados de hormigón armado y los pilares metálicos condiciona en gran medida la resolución global de la estructura. Las vinculaciones entre los elementos en el modelo estructural, el tipo de soporte metálico o la configuración del armado del forjado en torno a los pilares, son aspectos claramente condicionados por tipo de conexión que se pretenda emplear.

a) Sistemas de conexión de corta extensión. La conexión se resuelve mediante elementos soldados a los pilares metálicas de reducidas dimensiones (collarines mediante ángulos al bies) o conjunto de "studs" o conectadores soldados a secciones metálicas. Estos sistemas solo permiten transferir carga vertical entre el forjado y los pilares (figuras 1 y 2). Estos dispositivos convierten el cortante generado por los elementos del forjado, en esfuerzo axil en los soportes metálicos. La capacidad de transmitir otro tipo de esfuerzos como por ejemplo esfuerzos de flexión, se intuye difícil de conseguir con esta tipología de conexión.

b) Sistemas de conexión de larga extensión. En este caso encontramos elementos metálicos de mayor longitud soldados a pilares, normalmente denominadas capiteles o "crucetas". Este sistema de conexión no solo es capaz de transferir carga vertical del forjado al pilar, sino que además modifica la sección resistente del forjado en las proximidades del apoyo. Es presumible que se genere una cierta restricción al giro en el nudo, lo que aporta hiperestatismo al conjunto de la estructura.

Figura 1. Conectadores soldados a una columna metálica tubular. Solución de pila-pilote empleada en obras para de Metro de Madrid.

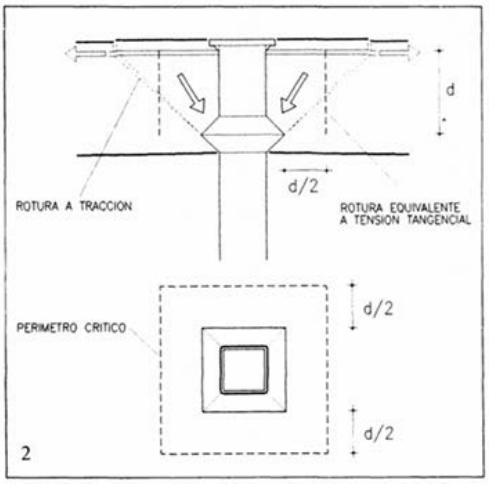


Figura 2. Esquema resistente propuesto por el Profesor De Miguel. El denominado collarín ETSAM.

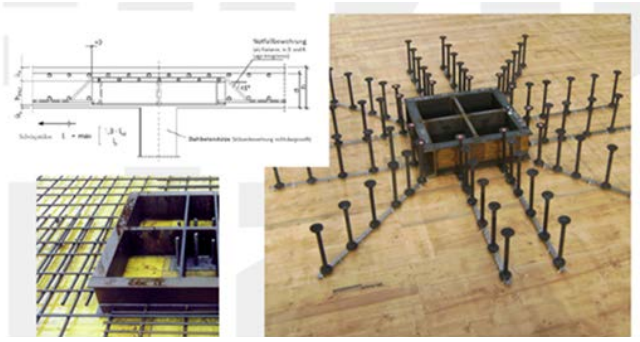


Figura 3. Cruceta tipo Europilz®, información facilitada por la gentileza de la firma alemana spannverbund.

Figura 4. Conectadores del tipo cruceta, soldados a columna formada por 2 UPNs en cajón cerrado. Capitel empleado en la resolución de una losa maciza en edificación.

Figura 5. Conectadores del tipo capitel o cruceta, soldados a columna formada por UPNs en cajón cerrado, para estructura de pórticos y forjado unidireccional

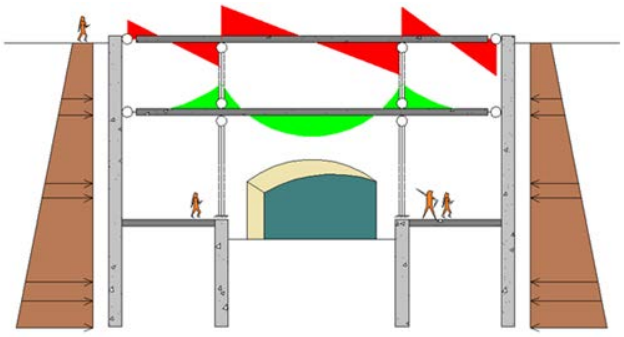


Figura 6. Estación de Metro. Empujes de tierra compensados a nivel de forjados.

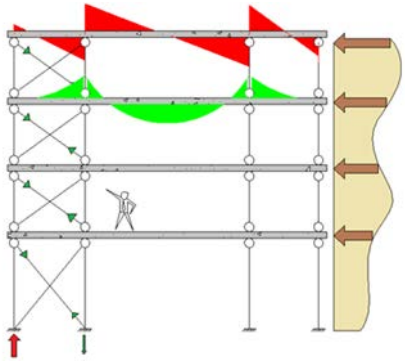


Figura 7. Estabilidad de la estructura garantizada por un sistema de arriostramiento o triangulación.

En el diseño de estos elementos, más allá del calibre de perfil metálico a disponer, cabe siempre preguntarse cuál es la longitud necesaria para poder transmitir con seguridad las cargas desde el forjado a los pilares, y cuál será el nivel de empotramiento qué esta conexión es capaz de generar en la conexión.

Con respecto a este tipo de conexiones existen diferentes tipos de posibilidades, siendo interesante la solución comercial alemana denominada Europilz® de la firma spannverbund que aparece representada en la figura 3. En las figuras 4 y 5 encontramos ejemplos más usuales de capiteles metálicos empleados tanto en losas macizas como en forjados unidireccionales.

2.2. Sistema Estructural

El sistema de conexión condiciona el modelo global de la estructura, a través del vínculo que se crea entre los elementos horizontales y verticales. Si la conexión a emplear entre los elementos del forjado y los pilares es del tipo corta dimensión (solo transmisión de esfuerzo cortante) parece razonable asumir un comportamiento de viga continua para la estructura horizontal, sin contribución a la rigidez a flexión en los nudos por parte de los pilares. Los pilares, por lo tanto, solo estarán solicitados a axiles de compresión. El modelo estructural se representa conceptualmente en la figura 6, donde los pilares pueden asumirse articulados por encima y por debajo del forjado y donde la compensación de empujes horizontales provocados por el terreno no induce flexión alguna a los elementos verticales.

La imposibilidad de generar un nudo rígido en estos sistemas de conexión impide la materialización de un sistema resistente tipo pórtico frente a las acciones horizontales usuales (viento, acción sísmica o el empuje descompensado de tierras). Es por lo tanto obligado el empleo de sistemas de arriostramiento o elementos de gran rigidez como pantallas o núcleos, que sean capaces de garantizar la estabilidad de la construcción. A modo de ejemplo ilustrativo de lo indicado en este párrafo, en la figura 7 se muestra un modelo estructural estable frente a acciones horizontales gracias al empleo de un sistema de triangulaciones.

Cabe por lo tanto preguntarse si el sistema de conexión de larga extensión (capiteles, crucetas o en el mundo anglosajón "shear heads") es capaz de movilizar la rigidez a flexión del pilar y, por lo tanto, favorecer un comportamiento de pórtico estable lateralmente.

2.3. Comportamiento seccional en las proximidades de los pilares

En las proximidades de los pilares la presencia de sistemas de conexión de larga extensión embebidos dentro del forjado añade capacidad portante adicional tanto frente a esfuerzos de cortante como de flexión. Es en estas secciones del forjado donde realmente encontramos el comportamiento de sección mixta diferente al citado en el comienzo del documento.

El aumento de la capacidad resistente a nivel de la sección está asociado con un incremento de rigidez del forjado en la porción en la que encontramos estos elementos metálicos embebidos. Es de esperar que el comportamiento en dinteles y forjados en aquellas secciones con elementos metálicos embebidos vea modificada su rigidez y, por lo tanto, la obtención de esfuerzos tras su análisis estructural. Surge entonces el concepto de inercia homogeneizada no solo definida por hormigón y acero de refuerzo, sino también por la presencia de los perfiles metálicos (ver figura 8).

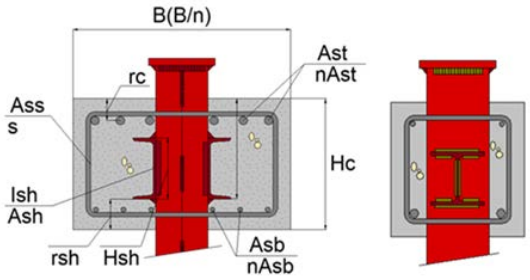


Figura 8. Secciones transversales de viga. Detalle de crucetas con las dimensiones características necesarias para obtener las propiedades mecánicas y resistentes de la sección mixta en las proximidades del pilar.

3. REVISIÓN A LA NORMATIVA APLICABLE. REFERENCIAS TÉCNICAS RELACIONADAS

Son pocas las normativas que desarrollan o especifican cómo debe de realizarse el dimensionado o comprobación de este tipo de conexiones, y por lo tanto tampoco existen referencias

de las implicaciones que este tipo de uniones puedan implicar en el análisis global de la estructura. Las estructuras híbridas como son conocidas en el mundo anglosajón están a caballo entre los códigos de diseño de hormigón, metálica y estructura mixta, sin encontrar de forma definitiva un espacio normativo adecuado hasta el momento.

En esta sección del artículo se hace un breve repaso de la bibliografía estudiada por el autor, recogiendo los aspectos más relevantes de la misma.

3.1. Normativa Española. Normas Tecnológicas de la Edificación

Aunque antiguas, pero siempre sorprendentes e interesantes, en las "Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE)" encontramos una de las pocas referencias en nuestro país sobre el sistema de conexión entre pilares metálicos y forjados, en este caso forjados reticulares. La solución estructural descrita consiste en soldar dos crucetas directamente a un perfil en cajón cerrado o tubular, y soldar otras dos crucetas embrochaladas a las anteriores, facilitando la continuidad de los elementos mediante platabandas (Ver figuras 9a y 9b).

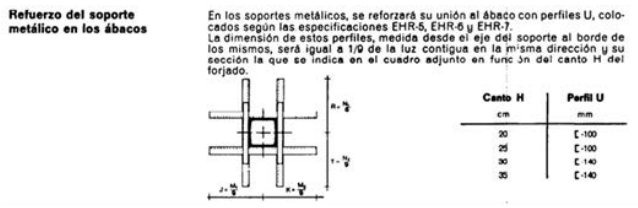


Figura 9a. NTE-EHR Forjados Reticulares, 1973. Tabla con calibres UPN propuestos para diferentes cantos de forjado reticular.

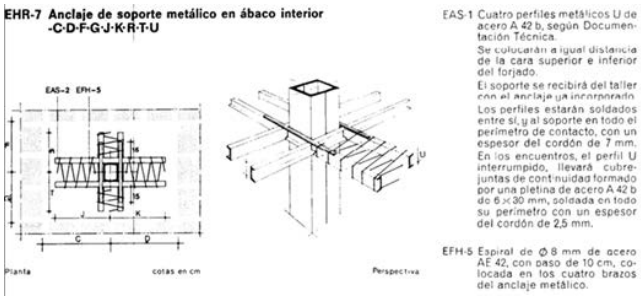


Figura 9b. NTE-EHR Forjados Reticulares, 1973. Detalle de cruceta o capitel para soporte central.

La referencia se encuentra en concreto en la "NTE-Estructuras-EHR". En dicha propuesta, resaltamos los puntos de mayor interés:

- La longitud de la cruceta medida desde el eje del soporte será de 1/9 de la luz de los vanos contiguos.
- La NTE propone una tabla (ver figura 9a) con los calibres de los UPN a emplear como capiteles, en función del canto total del forjado reticular.

Como en muchas ocasiones ocurría con esta normativa, la falta de límites en su aplicabilidad (cargas, geometría de la estructura, relación de luces entre vanos) y la falta de respaldo técnico en la solución presentada, convierten a la propuesta en un detalle típico orientativo, más que en un detalle constructivo de aplicación en un proyecto de ejecución. Por lo tanto, al menos el concepto de longitud de capitel debería tratarse con cautela.

3.2. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación (NCSE-02)

Llama la atención que la otra única referencia en nuestro país para estructuras híbridas aparezca reflejada en la normativa Sísmica. Es el "capítulo IV" de la Norma y más concretamente en la "sección 4.5.2.2" Condiciones particulares de la armadura superior, encontramos referenciados en el texto conexiones que presentan gran semejanza con los collarines tipo ETSAM (figura 2). En dichos detalles se reconoce el sistema de bielas y tirantes característico en conexiones de corta extensión, donde la biela de compresión oblicua se apoya en el casquillo soldado a la parte inferior del pilar metálico.

Los detalles mostrados (figura 10) representan una conexión de forjado y pilar de borde o de esquina, donde además se intuye una cierta capacidad a flexión de la unión, básicamente favorecida por la presencia de una armadura superior anclada de acuerdo con tres posibles mecanismos (armadura ortogonal, perfil de engarce y armadura en lazo).

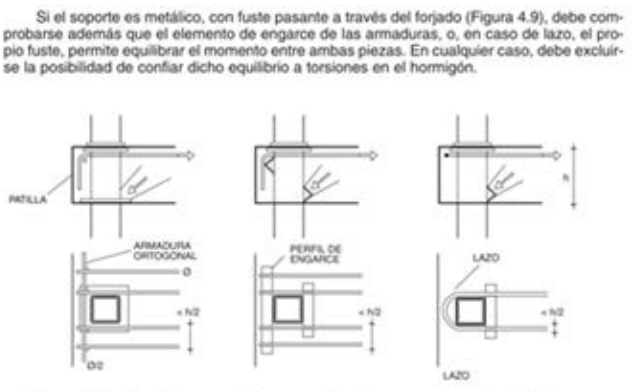


Figura 10. NCSE-02, figura 4.9 sobre armadura superior en nudo extremo.

Si bien el autor del presente artículo siempre ha reconocida la necesidad de plasmar en la normativa de obligado cumplimiento cualquier tipo de recomendación al respecto sobre esta tipología estructural, también cabe reflexionar sobre la conveniencia de haberlo hecho en la norma sismorresistente. De forma indirecta se está autorizando el empleo de este tipo de conexiones, tal vez en un ámbito normativa no muy conveniente. El autor desconoce si estas soluciones cuentan con el suficiente respaldo técnico para ser consideradas eficientes y válidas tanto desde un punto de vista resistente como de su capacidad de deformación frente al evento sísmico. La crítica ante el postulado de recoger estos detalles en la normativa sísmica se basa en las siguientes razones:

- No se cumple con las recomendaciones del tipo columna fuerte viga débil.
- No se conocen evidencias experimentales o reales del comportamiento de este tipo de conexiones en el rango inelástico o plástico. Los datos experimentales se centran en la capacidad a punzonamiento de la conexión, más allá de su comportamiento inelástico o histerético.
- Ausencia de modelos o información acerca del comportamiento global de las estructuras híbridas con respecto a la presencia de acciones horizontales de gran relevancia. Verificación de la validez del mecanismo de pórtico frente a la presencia de acciones horizontales.
- Los detalles presentados (Collarín inferior) no parecen resolver el problema de la inversión de momentos flectores que puede ocurrir en los nudos de la estructura (figura 11). No se hace mención a la inevitable interferencia que se produce entre la armadura inferior de los elementos resistentes horizontales y sistema de conexión soldado al pilar.

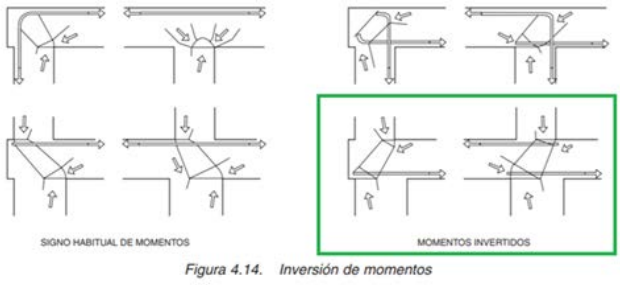


Figura 4.14. Inversión de momentos

Figura 11. La inversión de momentos en estructuras de hormigón armado pasa por un correcto anclado de la armadura inferior en las proximidades de los nudos. Este aspecto no es factible con el sistema de collarín inferior propuesto en la NCSE-02.

3.3. *Normativa Europea. Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón EN 1992-1-1*

En el Ec-2 del 2004 no existen reglas específicas sobre la metodología a seguir en el diseño de este tipo de estructuras ni de cómo realizar el dimensionado de los sistemas de conexión.

En el caso del último borrador disponible sobre la nueva versión del Ec-2, se menciona en la sección correspondiente al dimensionado del estado límite de punzonamiento, que la metodología de cálculo debe ser válida también para el dimensionado de crucetas metálicas o "Shear heads", sin que de nuevo se especifiquen reglas concretas sobre el asunto. Tampoco se ha encontrado ninguna referencia en los documentos de respaldo de la normativa escritos por los autores responsables del texto.

Tal vez sea reseñable la definición del canto efectivo (dv) en aquellos sistemas de losa macizas suspendidas mediante tirantes y sistemas de reacción metálicos. La definición del canto efectivo es perfectamente válida para los sistemas de conexión tratados en este documento (ver figura 12).

El concepto de canto efectivo es de esencial importancia en la resolución del problema. La geometría de las crucetas y la presencia de armadura inferior obliga a elevar los sistemas de conexión respecto al plano inferior del forjado, y por lo tanto reducir la sección resistente a cortante.

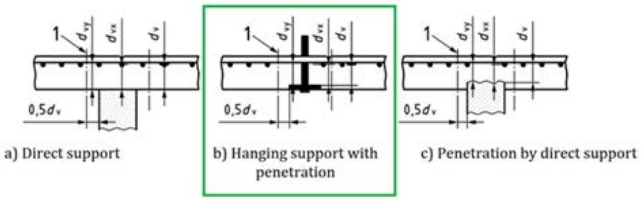


Figura 12. Definición del concepto de canto efectivo en función del tipo de soporte donde se realiza el apoyo del forjado.

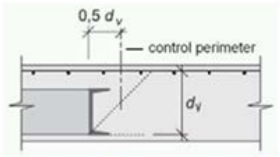


Figure 7.3-33: Shear-resisting effective depth and control perimeter accounting for shearhead penetration

Figura 13. Definición de canto efectivo y perímetro crítico a partir del cual se debe verificar la resistencia a punzonamiento de la losa. Código Modelo 2010.

3.4. *Model Code. Bulletin 66, FIB, CEB-FIP*

En el Código Modelo en su capítulo destinado a punzonamiento y más concretamente en la sección 7.3.5.5., encontramos una pequeña reseña para el diseño de las crucetas metálicas.

El Código Modelo establece que la resistencia a punzonamiento de una losa debe ser verificada de acuerdo con la sección 7.3.5.3. "Resistencia a punzonamiento fuera de las zonas con armaduras a cortante o capiteles metálicos".

Según lo indicado en esta publicación es necesario que la capacidad resistente a cortante debe ser comprobada a una distancia igual a la mitad del canto efectivo, medido desde la parte inferior de la cruceta (ver figura 13). El Código Modelo asume un comportamiento rígido de los elementos de conexión metálica y remite para el cálculo de la resistencia a punzonamiento del hormigón a la sección 7.3.5.3., donde de forma aditiva se tiene encuentra la contribución del hormigón y de la armadura transversal.

De nuevo, aunque la mención al sistema estructural es clara, se echa en falta una definición de la aportación a cortante de los elementos metálicos, o la necesidad de disponer o no armadura trasversal espaciada en torno a los capiteles de acero. Tampoco hay mención alguna a los requisitos que los capiteles tienen que cumplir con respecto a la rigidez a flexión, de cara a considerar a estos como rígidos.

3.5. *Normativa Americana ACI-318*

La prestigiosa normativa americana es sin duda el código de diseño en el que se definen con mayor detalle el sistema de conexión objeto de este artículo. En el caso de la versión de 2014, es en la sección 22.6.9 llamada "Requisitos para el diseño de capiteles metálicos (shear heads) en elementos bidireccionales", donde se especifican los siguientes aspectos a tener en cuenta en fase de diseño:

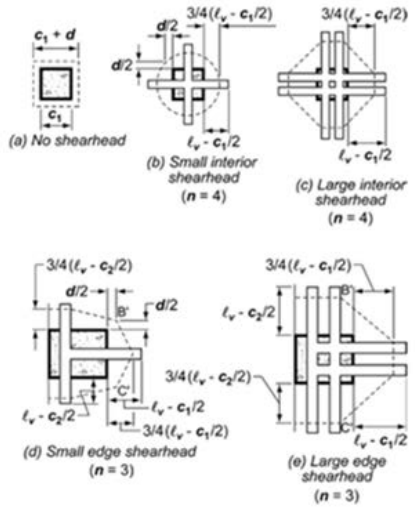


Fig. R22.6.9.8—Location of critical section defined in 22.6.9.8.

Figura 14. Localización del perímetro crítico de comprobación para pilares de esquina y centrales. Con crucetas de gran rigidez (dos brazos) y pequeña rigidez (un solo brazo).

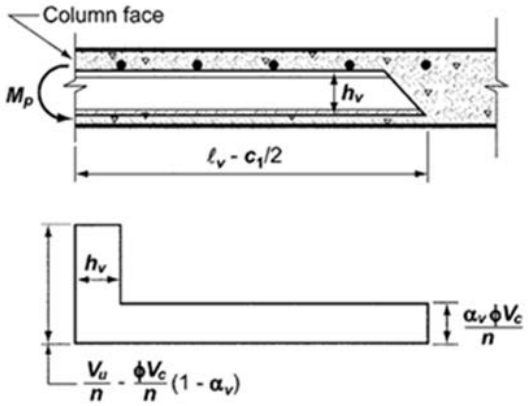


Fig. R22.6.9.6—Idealized shear acting on shearhead.

Figura 15. Distribución idealizada de cortante actuando sobre los brazos de la cruceta o "shear heads" de acuerdo con ACI-318.

- Las soldaduras entre los diferentes perfiles que forman la cruceta deben ser a penetración completa, lo que implica preparación de bordes en los elementos metálicos.
- Las crucetas no deben tener un canto superior a 70 veces el espesor del alma.
- Los extremos de las crucetas pueden ser cortadas con ángulos de al menos 30 grados con la horizontal, siempre y cuando el momento plástico resultante sea adecuado para resistir el esfuerzo cortante de cálculo asociado.
- El ala de los perfiles solicitada a compresión debe estar situada dentro de una profundidad de 0.3d medida desde la superficie de la losa solicitada a compresión, habitualmente la cara inferior del forjado.
- La relación αv entre la rigidez a flexión de cada brazo de la cruceta y el hormigón que lo rodea supuesto este fisurado y con ancho (c2+d), debe ser al menos 0.15.
- Las crucetas deben aportar suficiente resistencia a flexión de tal forma que se garantice que la rotura a cortante de la losa de hormigón ocurra antes que el agotamiento de los dispositivos metálicos. Las crucetas deben tener un momento resistente plástico igual a la ecuación (22.6.9.6):

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n}\left[d_v + \alpha_v\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right)\right] \quad (1)$$

- La normativa ACI permite la contribución de los capiteles metálicos a la capacidad resistente total a flexión de la losa maciza, mediante el empleo de la ecuación (22.6.9.7):

$$M_v \leq \frac{\phi \alpha_u V_u}{2n}\left[l_v - \frac{c_1}{2}\right] \quad (2)$$

Sabiendo que la contribución de los capiteles está limitada al 30% de la capacidad a flexión total del elemento de hormigón.

- A efectos de resistencia a punzonamiento, la losa debe ser verificada en una sección perpendicular al plano del forjado a una distancia igual 0.75 veces la longitud de la cruceta medida desde la cara del soporte (ver figura 14).

$$\left(\frac{3}{4}\right)\left[l_v - \frac{c_1}{2}\right] \quad (3)$$

- La tensión a cortante en el hormigón debido a las cargas verticales de diseño, en el perímetro crítico, no superará el valor de:

$$\phi 0.33\sqrt{f'_c} \quad (4)$$

Y en la cara del soporte de hormigón el valor de:

$$\phi 0.58\sqrt{f'_c} \quad (5)$$

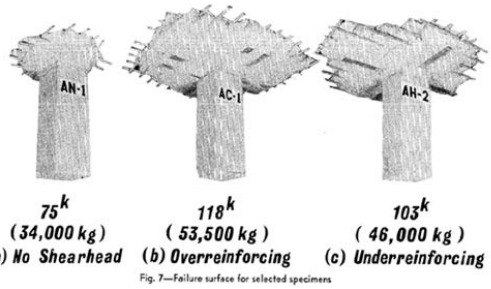


Figura 16. Cargas de rotura frente a punzonamiento de tres configuraciones de ensayo distintas, solo el pilar de hormigón, pilar con capitel de gran rigidez y pilar con capitel de pequeña rigidez.

La formulación y los requisitos especificados en la normativa ACI-318 están basadas en las investigaciones y campañas de ensayos realizados por Corley y Hawkins entre los años 1968 y 1974, auspiciadas por el Portland Cement Association (ver figuras 16 y 17).

No cabe duda y así la experimentación lo demuestra, que la presencia de crucetas aumenta significativamente la resistencia a punzonamiento del forjado de hormigón. La presencia de capiteles permite alejar de las caras del soporte, el perímetro crítico y por lo tanto aumentar la sección de hormigón resistente a tal esfuerzo. Este comportamiento estructural se conseguirá, siempre y cuando la resistencia a flexión de los perfiles sea tal que su fallo no se produzca después de la rotura a cortante del hormigón.

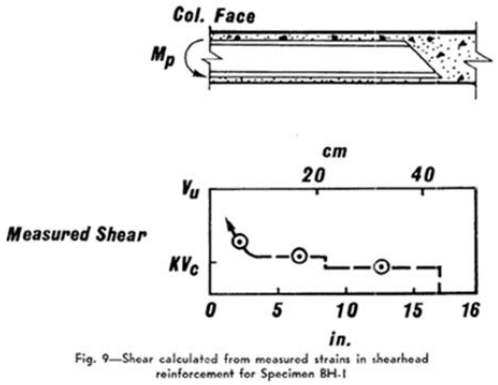


Figura 17. Gráfica con el valor de cortante de acuerdo deformaciones medidas en el capitel correspondiente al espécimen BH-1.

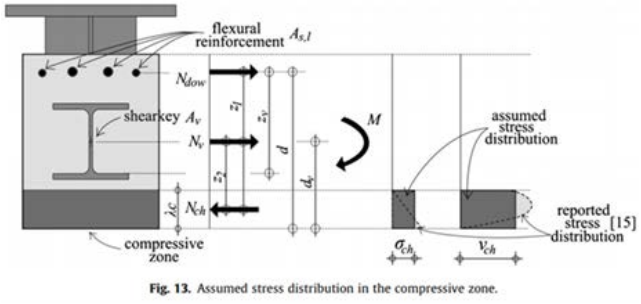


Figura 18. Esquema resistente a nivel de sección de la contribución conjunta de una sección mixta.

De nuevo nos encontramos con una metodología de cálculo que, aunque puede ser aplicable al caso de este estudio, se basa en la presencia de un pilar de hormigón armado que recoge parte de la carga vertical transferida desde la losa. Es decir, se resuelve un problema de punzonamiento en una losa trabajando de forma bidireccional.

3.6. Artículos técnicos relevantes

Entre las pocas referencias bibliográficas que existen sobre el asunto, cabe destacar el trabajo del profesor Dan Bompa en el Imperial College de Londres. Este interesante trabajo describe el mecanismo de rotura de capiteles metálicos embebidos tanto en losas macizas de hormigón como en elementos tipo viga, además de proponer una formulación para la comprobación del estado tensional del hormigón en torno a estos elementos. Lamentablemente, en este amplio trabajo de investigación no se hace referencia de nuevo al dimensionado de los capiteles. Se muestran en las figuras 18 y 19 una pequeña muestra del citado trabajo.

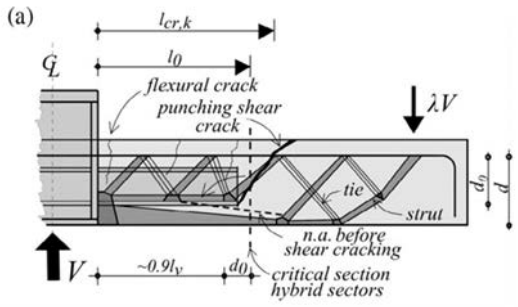


Figura 19. Modelos de bielas y tirantes para crucetas metálicas en especímenes de ensayos simulando losas de hormigón.

4. ESTUDIO DE SISTEMAS DE CONEXIÓN DE LARGA EXTENSIÓN EN EDIFICIOS CON ESTRUCTURA PORTICADA

4.1. Implicaciones del aumento de rigidez en los extremos de las vigas de pórtico en el análisis elástico y lineal

Una de las cuestiones que este artículo pretende resolver es si el incremento de inercia debido a la presencia de crucetas en la sección de hormigón y la longitud de estas es capaz de alterar significativamente la obtención de esfuerzos a flexión y cortante, bajo las premisas de un análisis elástico y lineal.

Para comprobar tal hecho se ha procedido a estudiar un pórtico típico de edificación, formado por vigas de hormigón armado de cantos 30 y 40 cm, pilares en disposición de cajón cerrado de calibre UPN-160, y a modo de capiteles dos UPN-140 (Caso A), dos UPN-160 (Caso B), y una única cruceta HEB-140 (Caso C) soldados a los pilares antes descritos. Se han evaluado las varias combinaciones de secciones que muestran diferentes relaciones de rigidez entre la sección homogenizado con crucetas embebidas y la sección bruta de hormigón, con crucetas de longitudes: 500, 750, 1000, 1250 y 1500 mm. En la tabla 1 encontramos las rigideces a flexión en aquellas secciones con elemento metálico embebido (sección homogenizada) y sección simplemente armada (sección bruta). En el estudio de rigideces no se ha tenido en cuenta ninguna armadura de refuerzo (ver 20).

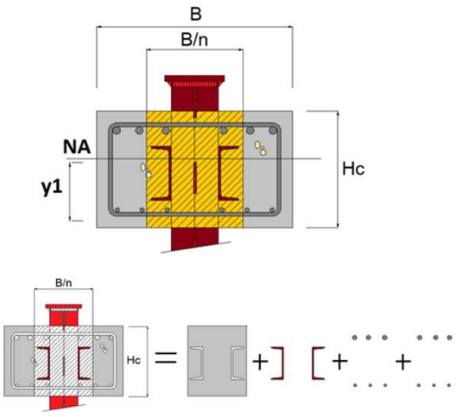


Figura 20. Representación gráfica del cálculo de la sección homogenizada incluyendo no solo los perfiles metálicos sino también el armado longitudinal inferior y superior.

TABLA 1.

Tabla resumen con las propiedades mecánicas consideradas en los modelos de cálculo analizados.

	Geometría vigas HA BxH (cm x cm)	Capiteles Metálicos Definición	Rigidez a Flexión Es*Ix_Hom [KN*m²]	Rigidez a Flexión Ec*Ibruta [KN*m²]	Ratio Rigidez Es*Ix_hom/Ec*Ibruta	Ancho equiv. H= 300m Sección Homogenizada. Bo [cm]
Caso A	40x40	2 UPN-140	69942.45	65006.03	1.08	6.56
Caso B	50x30	2 UPN-160	38076.52	34280.52	1.11	8.46
Caso C	30x30	1 HEB-140	23651.78	20568	1.15	5.26

TABLA 2.

Caso A. Esfuerzos ELU Flexión y cortante en extremos de vigas.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]
A1	9.86	30.66	9.8	30.53	9.75	30.50	9.71	30.47	9.65	30.45	9.59	30.45
B1	41.89	41.337	42.56	41.46	42.76	41.50	42.88	41.53	42.93	41.54	42.91	41.55
C1	39.68	36	40.34	36	40.49	36.00	40.61	36	40.66	36	40.66	36.00
D1	39.68	36	40.34	36	40.49	36.00	40.61	36	40.66	36	40.66	36.00
E1	41.89	41.337	42.56	41.46	42.76	41.50	42.88	41.53	42.93	41.54	42.91	41.55
F1	9.86	30.66	9.8	30.53	9.75	30.50	9.71	30.47	9.65	30.45	9.59	30.45
A2	6.36	30.09	6.31	29.97	6.26	29.94	6.25	29.91	6.21	29.89	6.17	29.89
B2	41.81	41.91	42.47	42.07	42.67	42.06	42.88	41.53	42.82	42.1	42.79	42.10
C2	40.375	36	41	36	41.19	36.00	41.31	36	41.35	36	41.34	36.00
D2	40.375	36	41	36	41.19	36.00	41.31	36	41.35	36	41.34	36.00
E2	41.81	41.91	42.47	42.07	42.67	42.06	42.88	41.53	42.82	42.1	42.79	42.10
F2	6.36	30.09	6.31	29.97	6.26	29.94	6.25	29.91	6.21	29.89	6.17	29.89

TABLA 3.

Caso A. Comparativa de esfuerzos con respecto al caso base.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd
A1	9.86	30.66	-0.61%	-0.43%	-1.13%	-0.53%	-1.54%	-0.62%	-2.18%	-0.69%	-2.82%	-0.69%
B1	41.89	41.337	1.57%	0.30%	2.03%	0.39%	2.31%	0.46%	2.42%	0.49%	2.38%	0.51%
C1	39.68	36	1.64%	0.00%	2.00%	0.00%	2.29%	0.00%	2.41%	0.00%	2.41%	0.00%
D1	39.68	36	1.64%	0.00%	2.00%	0.00%	2.29%	0.00%	2.41%	0.00%	2.41%	0.00%
E1	41.89	41.337	1.57%	0.30%	2.03%	0.39%	2.31%	0.46%	2.42%	0.49%	2.38%	0.51%
F1	9.86	30.66	-0.61%	-0.43%	-1.13%	-0.53%	-1.54%	-0.62%	-2.18%	-0.69%	-2.82%	-0.69%
A2	6.36	30.09	-0.79%	-0.40%	-1.60%	-0.50%	-1.76%	-0.60%	-2.42%	-0.67%	-3.08%	-0.67%
B2	41.81	41.91	1.55%	0.38%	2.02%	0.36%	2.50%	-0.92%	2.36%	0.45%	2.29%	0.45%
C2	40.375	36	1.52%	0.00%	1.98%	0.00%	2.26%	0.00%	2.36%	0.00%	2.33%	0.00%
D2	40.375	36	1.52%	0.00%	1.98%	0.00%	2.26%	0.00%	2.36%	0.00%	2.33%	0.00%
E2	41.81	41.91	1.55%	0.38%	2.02%	0.36%	2.50%	-0.92%	2.36%	0.45%	2.29%	0.45%
F2	6.36	30.09	-0.79%	-0.40%	-1.60%	-0.50%	-1.76%	-0.60%	-2.42%	-0.67%	-3.08%	-0.67%

TABLA 4.
Caso B. Esfuerzos ELU Flexión y cortante en extremos de vigas.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]
A1	14.72	31.49	14.65	31.323	14.58	31.27	14.5	31.27	14.42	31.2	14.32	31.19
B1	41.81	40.515	42.71	40.68	42.98	40.73	43.15	40.78	43.22	40.8	43.21	40.81
C1	38.65	36	39.42	36	39.66	36.00	39.82	36	39.87	36	39.90	36.00
D1	38.65	36	39.42	36	39.66	36.00	39.82	36	39.87	36	39.90	36.00
E1	41.81	40.515	42.71	40.68	42.98	40.73	43.15	40.78	43.22	40.8	43.21	40.81
F1	14.72	31.49	14.65	31.323	14.58	31.27	14.5	31.27	14.42	31.2	14.32	31.19
A2	9.85	30.63	9.78	30.47	9.72	30.42	9.66	30.38	9.6	30.36	9.53	30.35
B2	42.09	41.37	42.96	41.53	42.98	40.73	43.39	41.62	43.45	41.64	43.43	41.65
C2	39.56	35.91	40.62	36	40.87	36.00	41.02	36	41.1	36	41.10	36.00
D2	39.56	35.91	40.62	36	40.87	36.00	41.02	36	41.1	36	41.10	36.00
E2	42.09	41.37	42.96	41.53	42.98	40.73	43.39	41.62	43.45	41.64	43.43	41.65
F2	9.85	30.63	9.78	30.47	9.72	30.42	9.66	30.38	9.6	30.36	9.53	30.35

TABLA 5.
Caso B. Comparativa de esfuerzos con respecto al caso base.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd
A1	14.72	31.49	-0.48%	-0.53%	-0.96%	-0.70%	-1.52%	-0.70%	-2.08%	-0.93%	-2.79%	-0.96%
B1	41.81	40.515	2.11%	0.41%	2.72%	0.54%	3.11%	0.65%	3.26%	0.70%	3.24%	0.72%
C1	38.65	36	1.95%	0.00%	2.55%	0.00%	2.94%	0.00%	3.06%	0.00%	3.13%	0.00%
D1	38.65	36	1.95%	0.00%	2.55%	0.00%	2.94%	0.00%	3.06%	0.00%	3.13%	0.00%
E1	41.81	40.515	2.11%	0.41%	2.72%	0.54%	3.11%	0.65%	3.26%	0.70%	3.24%	0.72%
F1	14.72	31.49	-0.48%	-0.53%	-0.96%	-0.70%	-1.52%	-0.70%	-2.08%	-0.93%	-2.79%	-0.96%
A2	9.85	30.63	-0.72%	-0.53%	-1.34%	-0.69%	-1.97%	-0.82%	-2.60%	-0.89%	-3.36%	-0.92%
B2	42.09	41.37	2.03%	0.39%	2.07%	-1.57%	3.00%	0.60%	3.13%	0.65%	3.09%	0.67%
C2	39.56	35.91	2.61%	0.25%	3.21%	0.25%	3.56%	0.25%	3.75%	0.25%	3.75%	0.25%
D2	39.56	35.91	2.61%	0.25%	3.21%	0.25%	3.56%	0.25%	3.75%	0.25%	3.75%	0.25%
E2	42.09	41.37	2.03%	0.39%	2.07%	-1.57%	3.00%	0.60%	3.13%	0.65%	3.09%	0.67%
F2	9.85	30.63	-0.72%	-0.53%	-1.34%	-0.69%	-1.97%	-0.82%	-2.60%	-0.89%	-3.36%	-0.92%

TABLA 6.
Caso C. Esfuerzos ELU Flexión y cortante en extremos de vigas.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]	Md [KNm]	Vd [KN]
A1	19.15	32.3	19.11	32.11	19.03	32.04	18.94	31.98	19.5	32.11	18.69	31.92
B1	41.35	39.7	42.47	39.9	42.82	39.97	43.05	40.02	42.83	39.89	43.15	40.08
C1	37.71	36	38.62	36	38.91	36	39.1	36	39.33	36	39.21	36
D1	37.71	36	38.62	36	38.91	36	39.1	36	39.33	36	39.21	36
E1	41.35	39.7	42.47	39.9	42.82	39.97	43.05	40.02	42.83	39.89	43.15	40.08
F1	19.15	32.3	19.11	32.11	19.03	32.04	18.94	31.98	19.5	32.11	18.69	31.92
A2	13.38	31.24	13.29	31.04	13.21	30.96	13.14	30.92	12.82	30.83	12.93	30.87
B2	41.97	40.77	43.07	40.96	43.41	41.03	43.62	41.08	43.79	41.16	43.71	41.13
C2	39.07	36	40.04	36	40.34	36	40.54	36	40.49	35.92	40.64	36
D2	39.07	36	40.04	36	40.34	36	40.54	36	40.49	35.92	40.64	36
E2	41.97	40.77	43.07	40.96	43.41	41.03	43.62	41.08	43.79	41.16	43.71	41.13
F2	13.38	31.24	13.29	31.04	13.21	30.96	13.14	30.92	12.82	30.83	12.93	30.87

TABLA 7.
Caso C. Comparativa de esfuerzos con respecto al caso base.

	Conexión de corta extensión		Conexión de larga extensión L=500 mm		Conexión de larga L=750 mm		Conexión de larga L=1000 mm		Conexión de larga L=1250 mm		Conexión de larga L=1500 mm	
	Md [KNm]	Vd [KN]	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd	Incr. Md	Inc. Vd
A1	19.15	32.3	-0.21%	-0.59%	-0.63%	-0.81%	-1.11%	-1.00%	1.79%	-0.59%	-2.46%	-1.19%
B1	41.35	39.7	2.64%	0.50%	3.43%	0.68%	3.95%	0.80%	3.46%	0.48%	4.17%	0.95%
C1	37.71	36	2.36%	0.00%	3.08%	0.00%	3.55%	0.00%	4.12%	0.00%	3.83%	0.00%
D1	37.71	36	2.36%	0.00%	3.08%	0.00%	3.55%	0.00%	4.12%	0.00%	3.83%	0.00%
E1	41.35	39.7	2.64%	0.50%	3.43%	0.68%	3.95%	0.80%	3.46%	0.48%	4.17%	0.95%
F1	19.15	32.3	-0.21%	-0.59%	-0.63%	-0.81%	-1.11%	-1.00%	1.79%	-0.59%	-2.46%	-1.19%
A2	13.38	31.24	-0.68%	-0.64%	-1.29%	-0.90%	-1.83%	-1.03%	-4.37%	-1.33%	-3.48%	-1.20%
B2	41.97	40.77	2.55%	0.46%	3.32%	0.63%	3.78%	0.75%	4.16%	0.95%	3.98%	0.88%
C2	39.07	36	2.42%	0.00%	3.15%	0.00%	3.63%	0.00%	3.51%	-0.22%	3.86%	0.00%
D2	39.07	36	2.42%	0.00%	3.15%	0.00%	3.63%	0.00%	3.51%	-0.22%	3.86%	0.00%
E2	41.97	40.77	2.55%	0.46%	3.32%	0.63%	3.78%	0.75%	4.16%	0.95%	3.98%	0.88%
F2	13.38	31.24	-0.68%	-0.64%	-1.29%	-0.90%	-1.83%	-1.03%	-4.37%	-1.33%	-3.48%	-1.20%

TABLA 8.
Carga crítica de pandeo para los dos sistemas estructurales estudiados.

	Descripción soportes del portico	Axil de en compresión soportes [KN]	Valor λ Análisis Lineal Pandeo	Axil Crítico Ncr= λN [KN]
Caso B	Hormigón 25x25 cm²	1	3664.1	3664.1
Caso B	Acero 2 UPN-160	1	22858.33	22858.33

En la figura 21 se reproduce la geometría del pórtico típico de edificación y las secciones de los elementos que lo constituyen, concretamente el denominado Caso A. En el pórtico se numeran los extremos de las vigas para poder comprobar posteriormente los esfuerzos obtenidos en cada cálculo para cada longitud de cruceta.

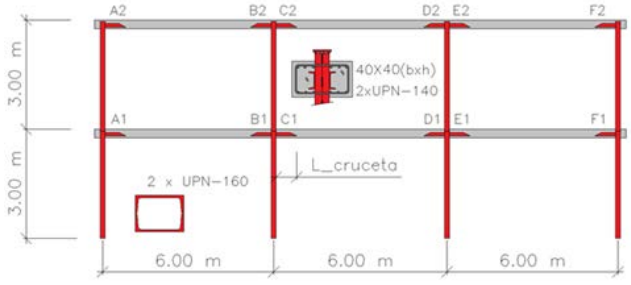


Figura 21. Definición del pórtico de edificación típico correspondiente al Caso A.

Se muestran en las tablas números del 2 al 7 los esfuerzos de flexión y cortante para cada uno de los tres casos estudiadas, junto a su comparativa que expresa la variación de esfuerzos con respecto al caso base (sección constante de hormigón sin presencia de embebida en su interior).

A la vista de los resultados obtenidos en la simulación se puede observar que no existen diferencias substanciales en la obtención de esfuerzos en modelos estructurales donde se incluya a efectos de rigidez la presencia de capiteles. Tampoco la longitud de estos elementos de conexión parece ser un factor significativo que modifique sustancialmente los resultados aportados por cálculos en primer orden.

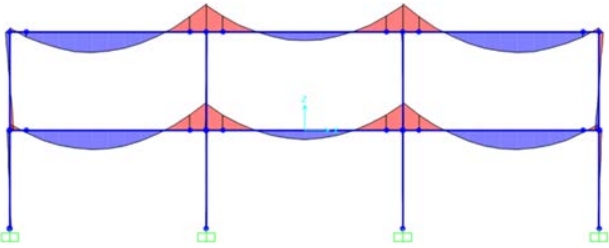


Figura 22. Ley de flectores debida a una carga lineal de 12 KN/m aplicada en los tres casos de estudio para cada longitud de cruceta.

4.2. Implicaciones a efectos de estabilidad global del pórtico con respecto a soluciones equivalentes con pilares de hormigón armado

Otro de los aspectos que entendemos necesario estudiar es la reducción de capacidad portante de estas estructuras frente al fenómeno de instabilidad o pandeo por flexión en los pilares, frente a soluciones equivalentes de mínimos con pilares de hormigón armado. Desde el punto de vista del diseño arquitectónico el empleo de pilares metálicos en contraposición con soluciones de hormigón, donde las dimensiones mínimas del pilar no deben ser inferiores a 25x25 cm², son preferidas en términos de generación de superficie útil.

Aprovechando las simulaciones correspondientes al caso B, se procederá a realizar una análisis elástico y lineal de pandeo, con el fin de determinar la carga crítica del pórtico previamente estudiado (con pilares en cajón cerrado UPN-160), y esta se comprobará contra la carga crítica de un pórtico similar, pero con pilares de hormigón armado de dimensiones 25x25 cm² (las mínimas dimensiones permitidas para un soporte de hormigón). Ver figura 23.

Un análisis de pandeo lineal es un problema clásico de autovalores, donde estos representan los modos de pandeo de la estructura y los autovalores la carga critica asociada a dichos modos. Para el análisis elástico y lineal de pandeo es necesario definir no solo la matriz de rigidez de la estructura, sino también la matriz de rigidez geométrica asociada, la cual en cada uno de sus términos tiene incluido un valor de axil de compresión o tracción (N), normalmente de valor la unidad. El concepto detrás de este análisis es determinar el valor de la constante lambda (λ) que multiplica a la matriz de rigidez geométrica, y que hace cero la rigidez total de la estructura, provocando por lo tanto su inestabilidad. El análisis de pandeo comúnmente se expresa con la siguiente ecuación:

$$|K - \lambda K_G| = 0 \tag{6}$$

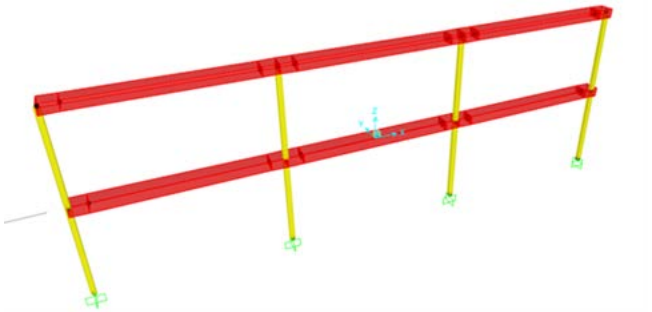


Figura 23. Representación de los pórticos estudiados. En todos los casos las vigas son planos de dimensiones 50x30 cm², pilares de hormigón armado de 25x25 cm² y pilares 2 UPN-160 en cajón cerrado.

Siendo la carga crítica de la estructura definida por la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \lambda N \tag{5}$$

Mediante un software comercial de cálculo de estructuras (Sap2000), se ha determinado la constante de proporcionalidad delta asumiendo que los soportes de la estructura han sido sometidos a un axil de valor 1 KN.

En el caso de la estructura de hormigón de cara a tener un valor de carga crítica más ajustado, se deberá tener en cuenta el fenómeno de la fluencia, determinada mediante los requerimientos recogidos en el último borrador de la nueva versión del Eurocódigo 2.

De acuerdo con la sección 5.14 del EC-2 (ecuaciones 5.1 y 7.27) el módulo de Elasticidad se define de la siguiente manera:

$$E_{cm} = K_E\,(f_{cm})^{1/3} \tag{6}$$

$$E_{cm} = K_E\,(f_{cm})^{1/3} = 10(f_{ck} + 8)^{1/3} = 32075_MPa$$

$$E_{CD} = \frac{E_{CM}}{\gamma_{CE}} = \frac{32075}{1.20} = 26730_MPa \tag{7}$$

El coeficiente efectivo de fluencia queda definido en la sección 7.4.2, ecuaciones 7.26 en base a los valores obtenidos de la tabla 5.2 "Coeficientes de fluencia en hormigón en masa tras 50 años de carga sostenida".

$$\varphi_{ef,b} = \varphi(\infty, t_o)\,\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef,b} = \varphi(\infty, t_o)\,\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \left(\frac{35}{f_{ck}}\right)^{A} \varphi(\infty, t_o)\,\frac{Q_{0Eqp}}{Q_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef,b} = \left(\frac{35}{25}\right)^{0.81} 2.3 \cdot 0.65 = 1.96 \tag{8}$$

Una vez conocida la fluencia y asumiendo la pérdida de rigidez a flexión de las secciones resistentes por entender estas fisuradas (kc=0.4), el módulo de elasticidad del hormigón cabe ser modificado mediante el siguiente factor:

$$F = \frac{k_c}{1 + \varphi_{ef,s}} \tag{9}$$

Por lo que, a efectos del comportamiento global de la estructura frente a efectos de segundo orden, el módulo de elasticidad del hormigón a emplear en el análisis elástico y lineal de pandeo tiene el siguiente valor:

$$E^*_{CD} = \frac{k_c}{1 + \varphi_{ef,s}}\,E_{CD} = \frac{0.4}{1 + 1.96}\,26730 = 3612_MPa \tag{10}$$

En el caso de las estructuras con pilares metálicos, el módulo de elasticidad se reducirá en un 20%, para simular el aumento de deformaciones en etapas próximas a la fase final de colapso.

$$E^*_S = 0.8 \cdot E_S = 0.8 \cdot 2 \cdot 10^5 = 160000_MPa \tag{11}$$

En la siguiente tabla 8 se muestran los resultados obtenidos para ambos pórticos.

Como se puede observar la carga crítica de la solución integral de hormigón es del orden de dos veces mayor que la solución híbrida. El fenómeno de la fluencia y la reducción de la inercia bruta en las secciones de hormigón asumiendo su posible fisuración, hace que dicha relación no sea mayor. Cabe señalar que en el caso de emplear sistemas de arriostramiento adicionales (tipo "Chevron" o Cruz de San Andrés) se alcanzan valores de carga crítica próximos a los N_{cr}= 32000 KN superiores a los de la solución con pilares de hormigón armado (Ver figura 25).

Conocidos las cargas críticas de la estructura se pueden determinar la capacidad resistente axil para cada tipo de soporte:

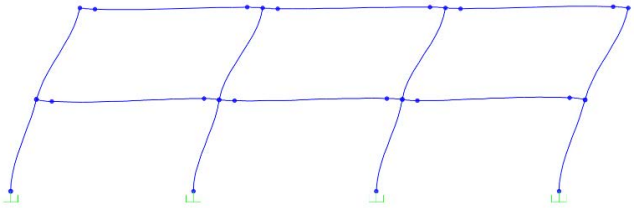


Figura 24. Primer modo de pandeo para pórtico pilares metálicos.

Capacidad resistente Axil, para 2 UPN-160.

De acuerdo con el Ec-3 capítulo 6.3:

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \tag{12}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \tag{13}$$

Y asumiendo una Curva "C" de pandeo y un acero grado S-275-JR según EN-10005, la capacidad axil última es de:

$\lambda = 0.751$ Esbeltez adimensional, 6.3.1.2.
$\chi = 0.693$ coeficiente de pandeo s/ Figura 6.4

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 871.20_KN$$

Capacidad Axil, para pilar HA de sección 25x25 cm² y 4Ø16.

En la determinación del axil último de la sección se ha considerado un hormigón con resistencia característica f_{ck}=25 MPa y acero de armar B-500-S.

De acuerdo con los códigos de diseño de hormigón, la presencia de efectos de segundo orden para el dimensionado de pilares se tiene en cuenta en el incremento de excentricidades lo que genera momentos flectores de diseño mayores a los obtenidos en el cálculo en primer orden. En el caso de la capacidad última axil de la sección, esta no se ve reducida por los efectos de la inestabilidad, alcanzándose el siguiente valor:

$$N_{Rd} = f_{CD} \cdot A_c + A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd} = \frac{25}{1.5}(250^2 - 4 \cdot 201) + 4 \cdot 201 \cdot 400 = 1350_KN \qquad (14)$$

A la vista de los resultados, el valor último de axil es mayor en el caso del hormigón que el caso de un cajón cerrado metálico. El análisis a nivel resistente debería completarse teniéndose en cuenta los efectos de la flexión, que en el caso del hormigón pueden ser más limitantes que los mostrados en este apartado, al no haberse incluido en el comparativo el incremento a flexión debido a los efectos de segundo orden.

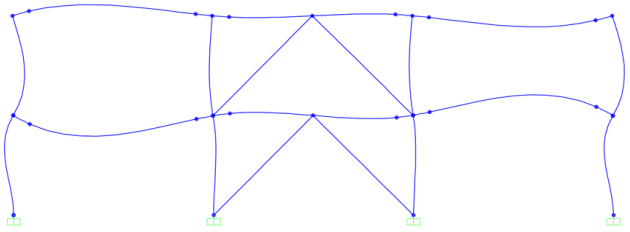


Figura 25. Primer modo de pandeo asociada al pórtico con pilares metálicos y un sistema de arriostramiento lateral constituido por angulares del calibre 100x10.

5. DIMENSIONADO DE CRUCETAS DE LARGA EXTENSIÓN EN ESTRUCTURAS PORTICADAS DE EDIFICACIÓN

A la vista de la información mostrada en secciones anteriores, si bien se tienen experiencias sobre el comportamiento del hormigón en torno al perímetro crítico, no es fácil de encontrar referencias con respecto al diseño de estos elementos de conexión. Como ya se ha visto solo la normativa americana establece un criterio de dimensionamiento, el cual solo es de aplicación en forjados bidireccionales con pilares de hormigón que contribuyen también a la resolución del problema de punzonamiento.

Por el contrario, son escasas la referencias en relación con el empleo de este tipo de dispositivos en estructuras porticadas con un comportamiento unidireccional. En esta sección se pretende desarrollar mediante la aplicación de un ejemplo práctico, la metodología de diseño a seguir en el caso del empleo de crucetas de larga dimensión.

5.1. Ejemplo de aplicación para el dimensionado de elementos de conexión de larga longitud

Dada la conexión definida en la figura 26 se dimensionarán los siguientes aspectos:

- Calibre y longitud de las crucetas asumiendo un perfil tipo UPN.
- Soldaduras verticales y horizontales entre las crucetas y el pilar en cajón cerrado de calibre 2xUPN-140 (canto c_1=140 mm)

Las crucetas y sus soldaduras serán dimensionadas para los siguientes esfuerzos de diseño: M_{ed}= 320 mkN, V_{ed}= 192 KN debidos a una carga mayorada de p_d= 100 KN/m.

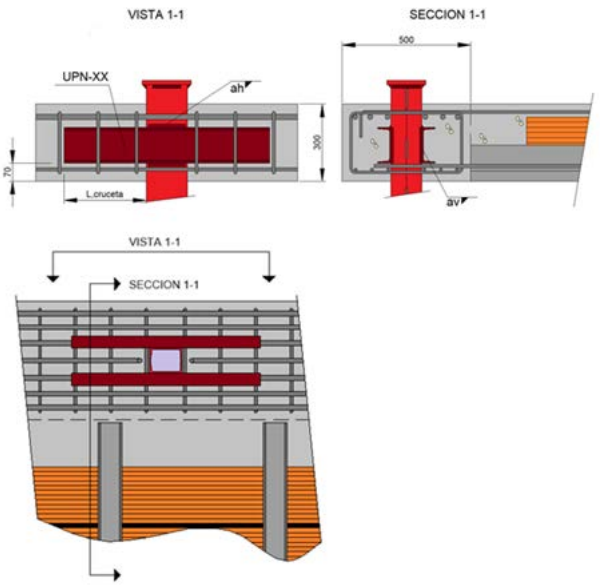


Figura 26. Ejercicio 1. Definición geométrica del problema.

a) Determinación de la longitud de la cruceta

La longitud de la cruceta quedará determinada de tal forma que la tensión del hormigón a una distancia mitad del canto eficaz (d_v) no supere los siguientes valores:

Normativa Americana.

Para un hormigón de resistencia características fck=25 MPa, de acuerdo con la normativa ACI-318, la tensión a una distancia de 0.5dv, no debe superar el siguiente valor:

$$f_{cvc} = \phi\, 0.33\sqrt{f_{ck}}$$

$$f_{cvc} = \phi\, 0.33\sqrt{f_{ck}} = 0.75 \cdot 0.33 \cdot \sqrt{25} = 1.25\ MPa \qquad (15)$$

Siendo ϕ, el factor de resistencia asociado a cortante.

Determinada la tensión máxima que es capaz de resistir el hormigón, se establece el equilibrio de fuerzas verticales te-

niendo en cuenta el cortante en el eje del pilar y la carga de diseño asociada. En la figura 27 se representan los parámetros más relevantes en esta comprobación.

Cortante de diseño a distancia 0.5dv:

$$V_{cd} = V_{Ed} - p_d \quad [16]$$

Se debe cumplir que:

$$V_{cu} > V_{cd} \quad [17]$$

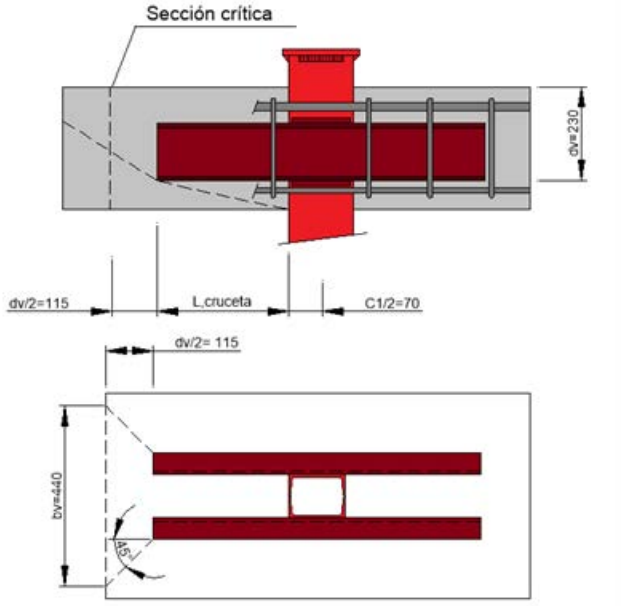


Figura 27. Ejercicio 1. Definición geométrica del problema.

O bien:

$$f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v > V_{Ed} - p_d \cdot x \quad [18]$$

Donde b_v y d_v se definen como ancho y canto eficaz. b_v pretende limitar la colaboración de toda la sección de hormigón en los extremos de ambas crucetas. P_d representa la carga lineal de diseño actuante sobre la viga.

Por lo tanto:

$$x = \frac{V_{Ed} - f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v}{p_d} \quad (19)$$

Por lo que la longitud de la cruceta medida desde la cara del pilar debe tener el siguiente valor:

$$l_{cruceta,Ame} = \frac{V_{Ed} - f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v}{p_d} - \frac{C_1}{2} - \frac{d_v}{2} \quad (20)$$

Por lo que la longitud de la cruceta medida desde la cara del pilar debe tener el siguiente valor:

$$l_{cruceta,Ame} = \frac{V_{Ed} - f_{cvc} \cdot d_v \cdot b_v}{p_d} - \frac{0.07}{2} - \frac{0.23}{2} = 0.505\ m$$

Normativa Europea.

El caso práctico será resuelto ahora asumiendo como resistencia a cortante del hormigón, el valor especificado en el nuevo borrador del Ec-2. En este caso se supone el hormigón fisurado y de forma conservadora no se ha tenido en cuenta la colaboración de la posible presencia de armadura transversal.

De acuerdo con la ecuación 8.16 del nuevo Eurocódigo, la tensión a cortante del hormigón, sin presencia de armadura transversal, no debe superar el siguiente valor:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \frac{d_{dg}}{d}\right)^{1/3} \geq \tau_{Rdc,min} \quad (21)$$

Donde:

- γ_V, Coeficiente parcial de seguridad del material en función del tipo de esfuerzo y la situación diseño. Tabla 4.1. En nuestro caso se adoptará el valor de 1.4.
- d_{dg}, Parámetro de tamaño que relaciona el tamaño del árido con el efecto de engranamiento a través de la fisura de cortante.

$$d_{dg} = 16\ \text{mm} + D_{lower} \leq 40\ \text{mm} \quad (22)$$

Ec.18

Desde un punto de vista conservador se adoptará como valore de D_{lower} igual 5 mm.

- ρl, Cuantía geométrica de la armadura longitudinal a tracción existente en la sección de control. En este caso la cuantía quedará definida por la siguiente expresión:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_v \cdot d_v} \quad (23)$$

- $\tau_{Rdc,min}$, es la mínima resistencia cortante del hormigón, con la siguiente expresión:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_V} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (24)$$

Por lo tanto, la tensión cortante de diseño del hormigón en el caso del empleo de la nueva versión del Eurocódigo 2, no superará en ningún caso los siguientes valores:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{\mathbf{0.66}}{\gamma_V} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \frac{d_{dg}}{d}\right)^{1/3} \geq \tau_{Rdc,min}$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \left(100 \frac{6 \cdot 4.91}{23 \cdot 44} \cdot 25 \frac{21}{230}\right)^{1/3} = 0.89\ MPa \quad (25)$$

Valor nunca menor que:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{1.4} \cdot \sqrt{\frac{25}{435} \cdot \frac{21}{230}} = 0.57\ MPa \quad (26)$$

Por lo tanto, en el caso del empleo de la normativa europea la longitud de la cruceta se incrementará hasta la siguiente dimensión:

$$l_{cruceta,EU} = \frac{192 - 890 \cdot 0.23 \cdot 0.44}{100} - \frac{0.07}{2} - \frac{0.23}{2} = 0.85\ m$$

b) Determinación del calibre de las crucetas del tipo UPN

No se puede dudar del comportamiento conjunto a nivel de sección del trabajo simultaneo de los perfiles metálicos junto con la sección de hormigón. Pero tampoco es menos cierto,

que los capiteles están obligados a resistir todo el cortante, ya que son el único elemento eficazmente unido al pilar metálico mediante soldadura. A diferencia de las experiencias de Corley y Hawkins, en donde el soporte de hormigón es capaz de recoger parte de la carga vertical transmitida por el forjado, en este caso y lógicamente prescindiendo de cualquier mecanismo de fricción entre el hormigón y el pilar (difícil de cuantificar), son las crucetas las que tiene que resistir todo el esfuerzo cortante.

De acuerdo con el Eurocódigo 3, la resistencia a cortante de una sección de acero queda definida por la ecuación (6.18):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} \tag{27}$$

Donde el área de cortante queda definida gracias a la siguiente ecuación:

$$A_v = h_w \cdot t_w \tag{28}$$

En la tabla 9 se muestran tabuladas las capacidades resistentes a cortantes para diferentes calibres de la serie UPN para una calidad del acero S-275-JR:

A la vista de los resultados con dos crucetas del calibre UPN-100, es posible transmitir con seguridad el siguiente esfuerzo cortante de diseño a los pilares.

$$\Sigma V_{pl,Rd} \geq V_{Ed} \tag{29}$$

$$\sum V_{pl,Rd} = 2 \cdot 105.60 = 211.1\ KN \geq V_{Ed} = 192\ KN \tag{30}$$

La estimación a cortante de la sección de acero estructural ha sido obtenida exclusivamente mediante la contribución del área correspondiente a las almas de los UPN. Esto permite emplear el área de las alas para poder generar capacidad resistente a flexión. En la tabla 10 se muestra la capacidad resistente plástica individual para diferentes calibres de UPN.

TABLA 9.
Capacidad a cortante para perfiles individuales del calibre UPN y calidad de acero S-275-JR.

	d(mm)	tw(mm)	Av (mm²)	Vpl,rd(KN)
UPN-80	6.00	47.00	282.00	**77.55**
UPN-100	6.00	64.00	384.00	**105.60**
UPN-120	7.00	82.00	574.00	**157.85**
UPN-140	7.00	98.00	686.00	**188.65**
UPN-160	7.50	115.00	862.50	**237.19**
UPN-180	8.00	133.00	1064.00	**292.60**
UPN-200	8.50	151.00	1283.50	**352.96**
UPN-220	9.00	167.00	1503.00	**413.33**
UPN-240	9.50	184.00	1748.00	**480.70**
UPN-260	10.00	200.00	2000.00	**550.00**

Siguiendo los requisitos de la ACI-318 basados en los estudios de Corley y Hawkins, cabría exigir a la sección metálica de la conexión, una cierta capacidad resistente a flexión, para garantizar que la rotura del elemento se produzca antes por esfuerzo cortante. A este respecto el Código americano establece que el perfil que forma la cruceta debe cumplir la siguiente condición:

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n}\left[d_v + \alpha_v\left(l_v - \frac{C_1}{2}\right)\right] \tag{30}$$

Donde:

- n, representa el número de brazos de un capitel embebido en losas con comportamiento bidireccional (pilar central 4 brazos, pilar de fachada 3 y pilar de esquina dos). En este artículo se seguirá el mismo criterio adoptado por la normativa americana, por lo que el valor de n será 1.
- α_v, es el ratio entre la rigidez a flexión de cada brazo de la cruceta y la sección de hormigón fisurada circundante de ancho (C_2+d). En nuestro caso se considerará el ancho total de la viga. De acuerdo con la normativa americana la relación tiene que ser al menos igual o superior a 0.15

Rigidez a flexión de las crucetas UPN-100

$E_s\, I_X = 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 206\ kp \cdot cm^2 = 824 \cdot KN \cdot m^2$

Rigidez a flexión de la sección fisurada de 50x30 cm2

$I_{fis} = 0.0012\ m^4$

$E_{cm}\, I_{fis} = 35576 \cdot KN \cdot m^2$

La relación α_v alcanza por lo tanto el siguiente valor:

$$\alpha_V = \frac{E_s\, I_X}{E_{cm}\, I_{fis}} = 0.023 \quad << 0.15 \qquad \textbf{No cumple}$$

Es por lo tanto necesario incrementar el calibre de los capiteles para intentar cumplir la relación exigida por la normativa ACI-318.

Después de varios tanteos, el ratio entre rigideces a flexión solo es mayor cuando se emplean UPN-180.

$$\alpha_V = \frac{E_s\, I_X}{E_{cm}\, I_{fis}} = 0.1518 > 0.15 \qquad \textbf{Ok}$$

Conocido, por lo tanto, el parámetro α_V, se puede entonces determinar el valor mínimo de momento resistente plástico que las crucetas deben aportar, asumiendo que $L_{,cruceta} = L_v - C_1/2$ (ver figuras 14 y 15):

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n}\left[d_v + \alpha_v\, l_{cruceta,EU}\right] =$$

$$M_p = \frac{192}{2 \cdot 0.9 \cdot 1}\left[0.230 + 0.15 \cdot 0.85\right] = 38.13\ KNm$$

Según el criterio europeo

$$M_p \geq \frac{V_{Ed}}{2\phi n}\left[d_v + \alpha_v\, l_{cruceta,Ame}\right] =$$

$$M_p = \frac{192}{2 \cdot 0.9 \cdot 1}\left[0.230 + 0.15 \cdot 0.505\right] = 32.61\ KNm$$

Según el criterio americano

En cualquiera de los dos casos la capacidad resistente a flexión de dos UPN-180 (ver tabla 9), es mayor que cualquiera de los valores obtenidos arriba tanto por el procedimiento europeo como por el americano.

TABLA 10.
Capacidad resistente plástica de perfiles tipo UPN, considerando exclusivamente la colaboración de las alas, para un acero S-275-JR.

	H (mm)	bf(mm)	tf(mm)	Af(mm²)	Z=H-tf (mm)	Trd (KN)	Mrd=Trd*Z (KNm)
UPN-80	80	45	8	360	72	99.00	7.13
UPN-100	100	50	8.5	425	91.5	116.88	10.69
UPN-120	120	55	9	495	111	136.13	15.11
UPN-140	140	60	10	600	130	165.00	21.45
UPN-160	160	65	10.5	682.5	149.5	187.69	28.06
UPN-180	180	70	11	770	169	211.75	35.79
UPN-200	200	75	11.5	862.5	188.5	237.19	44.71
UPN-220	220	80	12.5	1000	207.5	275.00	57.06
UPN-240	240	85	13	1105	227	303.88	68.98
UPN-260	260	90	14	1260	246	346.50	85.24

En referencia a la consideración de hacer trabajar los elementos metálicos de forma conjunta con la armadura de refuerzo, para aumentar así la capacidad resistente a flexión de la sección próxima al pilar, tras las comprobaciones realizadas, se demuestra que la posición del ala inferior del elemento metálico usualmente sobre el bloque comprimido, y al del ala superior todavía retirada de la armadura de refuerzo; NO aporta una mejora sustancial en términos de capacidad.

Como se verá en la siguiente sección la posición de la cruceta debe ser tal que permita la mejor ejecución y montaje de la armadura sobre todo en el plano inferior del forjado, lo que imposibilita que una posición adecuada a la cruceta que le permita ser más eficaz a la hora de su contribución a la resistencia a flexión de la sección.

c. Diseño de las soldaduras de la conexión entre capiteles y caras de pilar en cajón cerrado

En la figura 28 se muestra el esquema resistente planteado para el diseño de las soldaduras del capitel, donde los esfuerzos de diseños serán equilibrados mediante la contribución de pares de cordones verticales y horizontales. Entre las distintas metodologías para el cálculo soldaduras emplearemos el método simplificado para el diseño de soldaduras en ángulo recogido en la sección 4.5.3.3. del Eurocódigo 3, parte 1-8, Diseño de uniones.

Diseño de cordones verticales

El criterio adoptado en este ejemplo es que los cordones verticales serán aquellos que tendrán que resistir en su totalidad el cortante de cálculo de la unión. El proceso de diseño puede ser abordado de varias formas, en nuestro caro se fijará la longitud máxima del cordón que no será otra que el canto de la cruceta, es decir, 180 mm, y se buscará la garganta de soldadura necesaria para equilibrar el cortante.

De acuerdo con las ecuaciones (4.2), (4.3) y (4.4).

La resistencia a cortante por unidad de longitud de una soldadura se define mediante la siguiente ecuación:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \qquad \text{Ec. 22} \qquad (31)$$

Asumiendo un cordón de soldadura de 4 mm de espesor, un factor de corrección βw = 0.85 y un acero S-275-JR, la resistencia aportada por cada cordón de soldadura tiene como valor:

$$F_{W,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot L_{sol} \qquad \text{Ec. 23}$$

$$F_{W,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot L_{sol} = \frac{\frac{410}{\sqrt{3}}}{0.85 \cdot 1.25} 4180 = 160.41 KN \qquad (32)$$

Por lo tanto, los dos cordones de soldadura son capaces de resistir con seguridad el cortante de diseño.

$$\sum F_{w,Rd} = 320.81\ KN > V_{Ed} = 192\ KN \qquad \textbf{Ok}$$

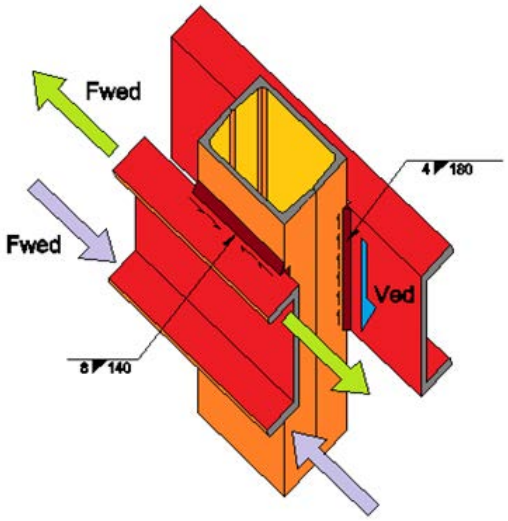


Figura 28. Esquema resistente planteado para la resolución de soldaduras.

Diseño de cordones horizontales

La condición de resistencia plástica a flexión mínima exige coherencia en el tratamiento de la unión, ya que los cordones horizontales que unen las alas de los UPN serán los encargados de generar un par de fuerzas igual o mayor que los momentos deducidos en la sección anterior del ejemplo. La comprobación será realizada de forma conservadora de acuerdo al Momento plástico obtenido mediante la aproximación europea. La soldadura tendrá una longitud de 70 mm y una garganta de 8 mm. La longitud de soldadura corresponde a la mitad del cajón cerrado, ya que la otra mitad debe equilibrar el par de fuerzas debido al momento del vano contiguo.

$$F_{W,Ed} = \frac{M_p}{H_{UPM} - t_f} \qquad \text{Ec. 24} \qquad (33)$$

En nuestro caso, el cortante de diseño debido al par alcanza el valor:

$$F_{W,Ed} = \frac{M_p}{H_{UPM} - t_f} = \frac{38.14}{0.180 - 0.011} = 225.68\ KN$$

De igual forma que el caso de la soldadura horizontal, la capacidad resistente a cortante del tramo horizontal alcanza el siguiente valor:

$$F_{W,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot L_{sol} = \frac{\frac{410}{\sqrt{3}}}{0.85 \cdot 1.25} 8 \cdot 70 = 124.76\ KN$$

Por lo tanto, los dos cordones de soldadura son capaces de resistir con seguridad el cortante de diseño.

$$\sum F_{w,Rd} = 250\ KN > F_{w,Ed} = 225.68\ KN \qquad \textbf{Ok}$$

6. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS MAS RELEVANTES EN LA EJECUCIÓN DE CAPITELES METÁLICOS

El diseño estructural nunca puede estar alejado de la práctica constructiva, ya que se corre el riesgo de que la solución no se puede ejecutar o que su puesta en obra sea deficiente, de tal forma que la seguridad del elemento quede afectada. El cuidado por el detalle debe estar presente desde el primer monento al iniciar el cálculo de este tipo de estructuras y, por lo tanto, promoviendo aspectos tales como el correcto hormigonado, la congestión de las armaduras en las proximades de los elementos metálicos, el anclaje del refuerzo longitudinal y sin ninguno género de dudas la correcta ejecucíon de las soldaduras en los elementos metálicos.

6.1. Ejecución de las soldaduras

Los agentes técnicos intervinientes en el proceso de la estructura deben tener en cuenta la criticidad de las soldaduras, ya que por ellas se transmite la totalidad de la carga vertical tributaria en torno al pilar y su capitel. Bajo ninguna condición se deberían permitir actividades de soldadura en obra, siendo más que conveniente que todo el trabajo relacionado con la construcción metálica sea ejecutado en taller. Y es en el taller donde se debieran realizar los trabajos de inspección, validación o rechazo de las soldaduras que unen las crucetas a las caras de los perfiles.

Más allá de un estricto dimensionado de la estructura, prima una correcta ejecución de estas. Tal vez desde la fase de diseño cabe también emplear la regla que acota las gargantas de soldadura en función del espesor de las chapas a soldar (t). Esta regla queda definida mediante la siguiente relación:

$$0.4t_{min} \leq a \leq 0.7t_{max} \qquad (34)$$

Como se ha podido ver en el ejemplo práctico la longitud de los cordones de soldadura está limitado la intersección entre elementos verticales y horizontales. Reducir las dimensiones de los elementos obliga a incrementar las gargantas de soldadura, lo que derivar en el incumplimiento de la relación expresada en la ecuación 34. Como es bien sabido se recomienda que las gargantas de soldadura no sean excesivas de cara reducir al máximo el aporte de calor material base.

En el caso de crucetas soldadas a los lados de pilares en cajón cerrado o tubo, no es conveniente la ejecución de soldaduras a penetración completa, generalmente ejecutadas sobre bordes preparados. Las dimensiones de los elementos metálicos desaconsejan realizar esa actividad de mecanizado que reducirá de forma importante la sección resistente. Por otro lado, en el caso de emplear capiteles en losas macizas o forjados reticulares, el empleo de estas soldaduras tiene más sentido, ya que no existe otra forma de garantizar la continuidad de esfuerzos en uniones embrochaladas (ver figuras 7a y 7b). En todo caso los detalles planteados en la NTE son una adaptación de los detalles recogidos en la normativa americana. La diferencia entre ellos estriba en que el capitel en el caso americano está apoyado en una columna de hormigón, mientras que la adaptación española suelda el capitel a la columna. Esta última solución genera un detalle muy difícil de ejecutar, donde se dificulta el acceso a las soldaduras y se generan brochales complicando la transmisión de esfuerzos. Sin duda la solución equivalente reflejada en la figura 4, presenta más garantías durante la fase de ejecución.

A modo divulgativo se recuerda que en el entorno europeo el espesor de la garganta representa la altura máxima del triángulo isósceles teórico contenido en el cordón de soldadura. En el caso de la normativa americana la garganta representa el lado o pie de la soldadura, y por lo tanto raíz de dos veces mayor que el cordón europeo.

$$a_{america} = \sqrt{2} \cdot a_{europa}$$

6.2. Congestión de armadura. Posición de la cruceta con respecto al plano inferior del forjado

Otro de los aspectos cables en la correcta ejecución de este tipo de detalles en la generación del máximo espacio posible entre el plano inferior del forjado y la cara inferior de la cruceta. Es necesario conjugar los requerimientos de recubrimiento y espaciado de armadura, con la posición superior límite del elemento metálico. Por un lado, es necesario permitir la mejor colocación de la armadura longitudinal y transversal bajo los ele-

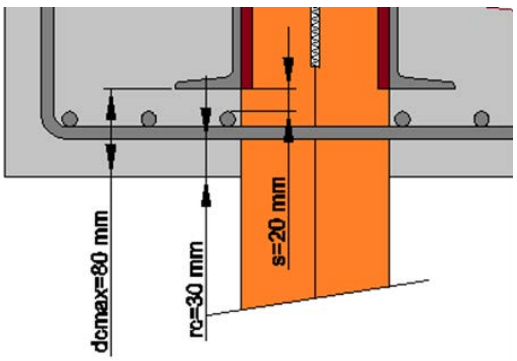


Figura 29. Sección transversal indicando dimensionas orientativas en la parte inferior de la viga en presencia de capiteles metálicos.

mentos metálicos, si reducir significativamente el canto eficaz del forjado, limitado por lo normativa ACI-318 a que el ala de compresión no se coloque por encima de una distancia de valor 0.3d. En la figura 29 se muestran los valores geométricos más representativos a tener en cuenta para una correcta localización de las crucetas, permitiendo cumplir los requisitos de distancia entre armadura y perfil metálico, además de los recubrimientos.

En el caso de forjados unidireccionales donde se realiza un apoyo indirecto con las vigas principales, tal vez sea necesario pensar en una armadura de enlace levantada a 45º en las proximidades de las crucetas con el fin de no generar congestión de armadura por debajo de los elementos metálicos. En la figura 30 se muestra un detalle con esta propuesta.

6.3. El empleo de armadura transversal en torno a los capiteles metálicos

Si bien es cierto que el área de cortante de las crucetas metálicas es en el último extremo el encargado de resistir las cargas verticales del forjado al pilar, la presencia de la armadura transversal parece obligada tanto en las proximidades de las puntas de los dispositivos metálicos, ya que de acuerdo con las experiencias del profesor Dan Bompa, se genera una importante concentración de esfuerzos en el hormigón. A lo largo de la cruceta el empleo de armadura transversal parece tener una doble función, por un lado, cose la fractura inferior que transcurre desde las puntas de las crucetas hasta la intersección del pilar con el plano inferior del forjado, y también parece completar un trabajo en celosía llevando la compresión del hormigón mediante bielas a las caras inferiores de las crucetas metálicas. Estos dos conceptos aparecen representados en la figura 31.

Desde un punto de vista exclusivamente práctico y a la vez que conservador, el dimensionamiento de la armadura transversal se puede realizar de la forma habitual, separando el diseño de las vigas del dimensionado de los elementos de conexión, sin considerar en ningún caso la colaboración de la armadura transversal como se ha planteado en el ejemplo de la sección anterior.

No obstante, si bien es claro y reconocido la mejora del comportamiento de hormigón frente a tensiones tangenciales debido a la presencia de armadura transversal, no se han encontrados referencias técnicas suficientes que expliquen el comportamiento conjunto de cercos y crucetas, y por lo tanto reglas de dimensionamiento claras frente a este asunto.

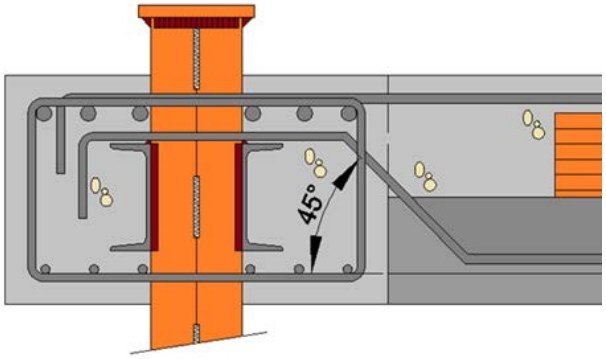


Figura 30. Empleo de armaduras de enlace o conexión levantadas en forjados unidireccionales con apoyos indirecto, para evitar congestión de armaduras bajo las crucetas.

6.4. Extremo Inclinado en capiteles

Resulta una práctica habitual el cortar el extremo libre de los elementos del capitel mediante con una inclinación de no menos de 30º (ver figura 32). No es claro el origen de tal recomendación, pero la reducción de fisuras plásticas durante las primeras edades del hormigón provocadas por el corte recto del perfil, parece ser la razón de esta práctica. Es de nuevo la ACI-318 quien permite esta posibilidad, siempre y cuando la sección reducida debida al corte cumpla con los esfuerzos cortantes de diseño. No obstante, de realizarse este corte parece lógico que la sección crítica de cálculo no coincida con esta porción, garantizando con ello la integridad de la sección a efectos de flexión y cortante en toda su longitud. De acuerdo con las referencias bibliográficas consultadas, el extremo inclinado de los capiteles no tiene grandes implicaciones a efectos resistentes, siempre y cuando la reducción no esté dentro del perímetro crítico

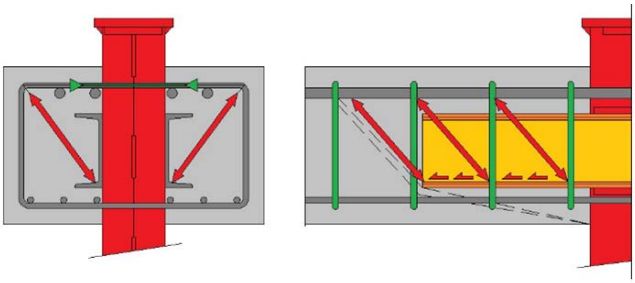


Figura 31. Esquema de bielas y tirantes que intenta explicar el complejo comportamiento del hormigón en el entorno del capitel.

7. CONCLUSIONES

De acuerdo con los aspectos tratados en las secciones anteriores, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Los sistemas híbridos son una realidad constructiva consolidada desde hace años tanto en edificaciones más comunes como en estructuras más complejas (figura 33).
  El sistema de conexión entre la estructura vertical metálicas y las diferentes tipologías de forjado, condiciona en gran medida el análisis estructural a llevar a cabo en el edificio.
- Son muy pocas las normativas o códigos de diseño que desarrollan en detalle el dimensionado de este tipo de dispositivos y las implicaciones de estos en el sistema estructural global. Seguramente la normativa que cuenta con mayor desarrollo en este tema es la norteamericana ACI-318, si bien el problema que trata se ciñe exclusivamente a la resolución de un problema de punzonamiento en placas trabajando bidireccionalmente apoyadas sobre pilares de hormigón armado.
- En el caso de la normativa europea, si bien el concepto de capitel o "Shear head" es mencionado en varios textos, no hay recomendaciones específicas con respecto a su diseño El Código Modelo solo indica donde establecer el perímetro crítico para realizar la comprobación frente al ELU de punzonamiento.

- En nuestro país existen dos referencias oficiales sobre el asunto, la derogada NTE y el código Sismorresistente. La norma sismorresistente no parece el mejor texto para recoger recomendaciones sobre esta tipología estructural y el sistema de conexión entre pilares y forjados. Si bien el autor ha reclamado la presencia de este tipo de estructuras en normativa oficial, no parece que el sistema sea el más adecuado para resistir la acción sísmica. La falta de datos sobre la ductilidad de la unión o el no cumplimiento de reglas tales como columna-fuerte/ viga débil, ponen en duda la efectividad del sistema estructural frente a la acción sísmica.
- En el caso de estructuras porticadas que soportan forjados unidireccionales, y tras realizar varios modelos de cálculo lineales y elásticos, que incluían las propiedades mecánicas de los capiteles mediante el concepto de sección homogenizada, se ha podido observar que la variación de esfuerzos frente a los esfuerzos obtenidos en un cálculo con secciones brutas de hormigón, son despreciables incluso habiéndose tenido en cuenta varias longitudes de crucetas. Sin duda en las soluciones convencionales empleadas en edificación las crucetas metálicas habituales no suponen un incremento de rigidez considerable con respecto a la sección de hormigón que impliquen un aumento considerable de esfuerzos en los nudos.
- En estructuras equivalentes, no cabe duda de que la mayor sección de los pilares de hormigón armado con respecto a los pilares metálicos aporta mayor estabilidad al conjunto frente a efectos de segundo orden. En el caso de estructuras híbridas estas pueden incrementar sustancialmente su carga crítica si disponen de un sistema de arriostramiento o elementos de gran rigidez como pantallas o núcleos.
- En el caso de elementos de conexión de larga extensión, su longitud final debe quedar determinada de tal forma que la tensión del hormigón a una distancia 0.5dv medida desde el borde del capitel no supere un determinado valor último. En el texto se han evaluado dos tipos de tensiones la recogida en la ACI-318 y el valor de esfuerzo cortante sin contribución de la armadura transversal de acuerdo con el último Eurocódigo 2.
- La comprobación citada en el punto anterior asume un comportamiento rígido del capitel metálico. Parece razonable exigir algún tipo de relación de rigideces entre el elemento metálico y el conjunto de hormigón que le rodea. A este respecto solo la ACI-318 establece una limitación en este sentido.
- A efectos de resistencia y en el caso de estructuras híbridas tanto unidireccionales como bidireccionales, es necesario prestar especial atención a las soldaduras que unen capiteles con los pilares metálicos. Al final, la transferencia de cargas entre el forjado y la estructura principal se confía al diseño y buena ejecución de las soldaduras entre las almas de las crucetas y los pilares metálicos.
- En aquellas secciones donde trabajan de forma solidaria el hormigón armado y las crucetas, se desarrolla un comportamiento de sección mixta. La posición de los capiteles elevados sobre el plano inferior del forjado y los calibres de acero no especialmente grandes, implican que el incremento de capacidad resistente a flexión del conjunto no sea muy elevado con respecto a la solución exclusivamente de hormigón armado. A efectos prácticos en soluciones convencionales desde un punto de vista conservador, parece razonable no tener en cuenta la capacidad resistente a flexión de los perfiles metálicos.
- El cuidado en el detalle es de gran importancia de cara a garantizar la buena ejecución de esta solución estructural más compleja que otras. Es necesario tener especial cuidado en el correcto hormigonado del volumen de hormigón situado bajo los capiteles, para ello es necesario disponer de suficiente espacio para albergar la armadura longitudinal, facilitar su anclaje y suspensión mediante la armadura transversal.
- La presencia de armadura transversal próxima a las puntas de los capiteles y a lo largo de su longitud hasta su conexión el pilar parece muy conveniente de cara a cerrar el presumible esquema de bielas y tirantes que se produce en el interior de las crucetas. Además, la armadura transversal parece también necesaria para coser el plano de fractura que las evidencias experimentales han detectado transcurre desde las puntas de los capiteles hasta la intersección del plano inferior del forjado con el pilar metálico.

8. RECOMENDACIONES

El sistema estructural híbrido formado por pilares metálicos y forjados de hormigón es una realidad constructiva altamente demandada en el ámbito de la arquitectura. Es necesario que las normativas específicas de diseño de estructuras dediquen secciones exclusivas a la resolución de este tipo de estructuras o al menos en los detalles de conexión asociados. Aspectos tales como la reducción del canto útil del forjado medido desde el ala inferior de la cruceta o la criticidad de las soldaduras deberían ser resaltados como aspectos normativos a cumplir por los técnicos relacionados tanto en fase de diseño como en la fase de ejecución.

Con respecto a la actual normativa sísmica vigente en el país parecería necesario que los detalles actualmente reflejados en ese texto sean revisados o al menos trasladados a otros documentos normativos donde sin duda puedan ser de más aplicación.

Nadie pone en duda que la presencia de capiteles o dispositivos metálicos soldados a pilares metálicos mejora sustancialmente el comportamiento del forjado frente al ELU de punzonamiento. Aunque no numerosa, existe base experimental del comportamiento del hormigón en torno a los dispositivos metálicos en elementos placa trabajando de forma bidireccionalmente. No obstante, las referencias del comportamiento de estructuras porticadas sobre este sistema no abundan al igual que la falta de conocimiento en el comportamiento de los elementos de conexión embebidos en el forjado.

Referencias

[1] Bompa, D.V., & Elghazouli, A.Y. (2015). Ultimate Shear Behaviour of Hybrid reinforced concrete beam-to-steel column assemblages. *Engineering Structures* Vol. 101, 318-336.

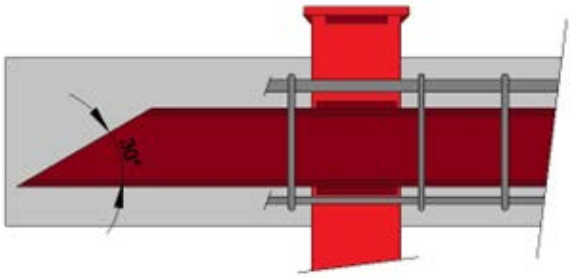


Figura 32. El corte inclinado en el extremo de la cruceta tiene su origen en la reducción de la fisuración plástica del hormigón en edades tempranas.

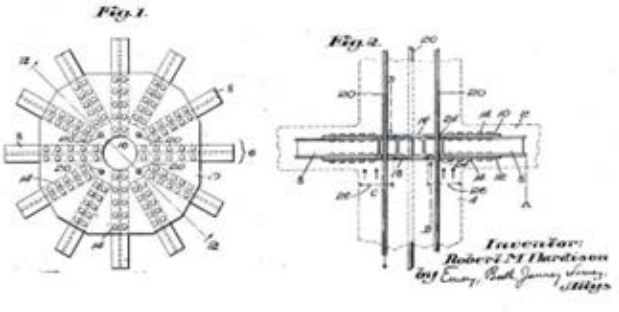


Figura 33. Oficina de patentes de US. Robert M. Hardison 1925.

[2] Bompa, D.V., & Elghazouli, A.Y. (2016). Structural performance RC flat slabs connected to steel columns with shear heads. *Engineering Structures* Vol. 117, 161-183.

[3] Moharram, M.I., Bompa, D.V., Xu, B., & Elghazouli, A.Y. (2022). Behaviour and design of hybrid RC beam-to-steel column connections. *Engineering Structures* Volume 250, 1 January 2022, 113502.

[4] Eder, M.A., Vollum, R.L., & Elghazouli, A.Y. (2012) Performance of ductile RC flat slab to steel column connections under cyclic loading. *Engineering Structures* Volume 36, March 2012, Pages 239-257.

[5] Yan, P.Y., & Wang, Y.C. (2016) Hybrid steel tubular column/flat slab construction — Development of a shearhead system to improve punching shear resistance. *Journal of Constructional Steel Research* Volume 119, March 2016, Pages 154-168

[6] Gene Corley, W., & Hawkins, N.M. (1968) Shearhead Reinforcement for Slabs. *Journal of the American Concrete Institute*, October 1968, Proceedings Vol. 65, pp. 811-824.

[7] Muttoni, A., Fernández Ruiz. M., & Simoes, JT. (2018) The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed form design expressions. *Struct Concrete* 19(1):174–90.

[8] Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. (2013) Post-Punching Behavior of Flat Slabs. *Aci Structural Journal* 110(5).

[9] Guandalini, S., Burdet, O.L., & Muttoni, A. (2009) Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios. *Aci Structural Journal* 106(1).

[10] Hawkins, N.M., & Gene Corley, W. (1974) Moment Transfer to Columns in slabs with Shear head reinforcement. SP-42, Vol. 2, American Concrete institute, Detroit Mich., 1974, pages 847-879.

[11] Piel, W., & Hanswille, G. (2008) Composite Shear head systems for improved punching shear resistance of flat slabs. *Composite construction in steel and Concrete V*, ASCE.

[12] Eurocode 2, 2004. Design of Concrete Structures— Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1. Brussels, Belgium: CEN European Committee for Standardization; 2004.

[13] Eurocode 3, 2005. Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1993-1-1. CEN European Committee for Standardization; 2005.

[14] Eurocode 4, 2004. Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General Rules for buildings, EN 1994-1.1. Brussels, Belgium: CEN European, Committee for Standardization; 2004

[15] Norma de Construcción sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02). Ministerio de Fomento, Gobierno de España.

[16] Normativa Española. Normas Tecnológicas de la Edificación. NTE-Estructuras-EHR. 1973.

[17] Normativa Europea. Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón EN 1992-1-1.

[18] Model Code. Bulletin 66, FIB, CEB-FIP.

[19] ACI-318-14 "Building Code requirements for Structural.

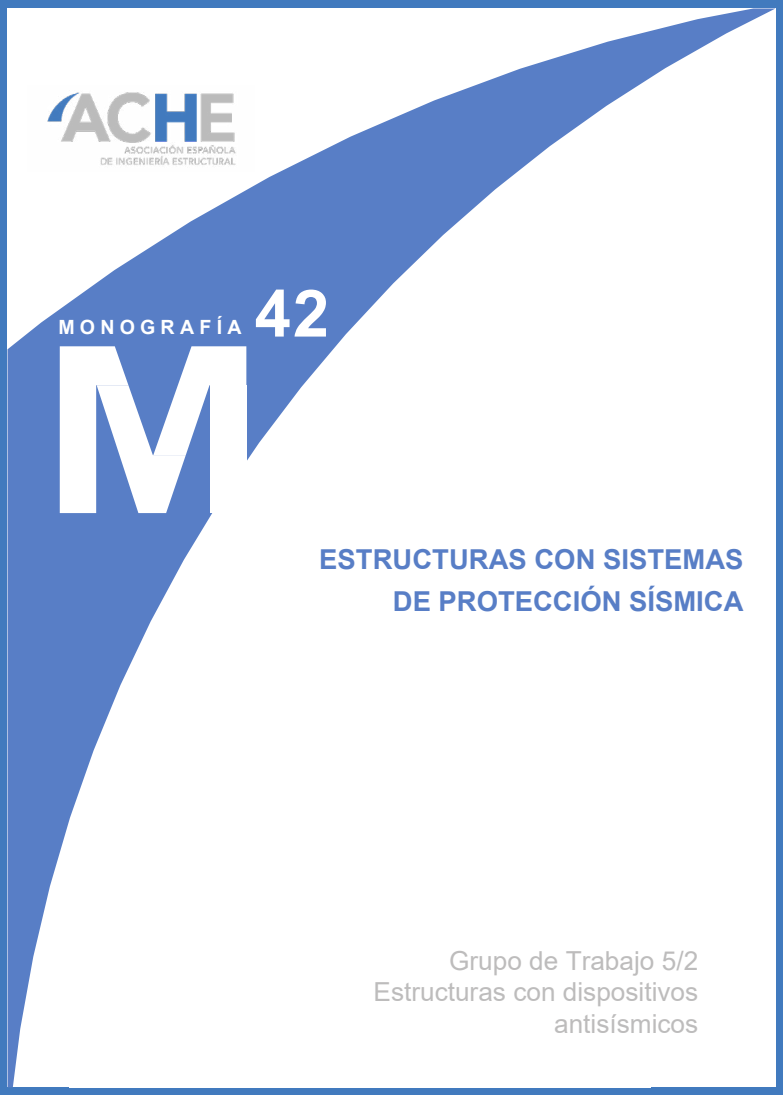
[20] ACI-421.1R-08 "Guide to Shear Reinforcement for Slabs", Reported by Joint ACI-ASCE Committee 421.
Miguel, J.L. (1998) Collarín para soportes metálicos. *Informes de la construcción*, Vol. 50 nº 456-457.

[22] Oficina de patentes de los Estados Unidos. Hardison RM, inventor. Kalman Steel Co, assignee. Flat slab construction, US Patent 1,550,317, August 18; 1925.

[23] Velando Cabañas, C., Hernando García, J.I., Ortiz Herrera, J., Cervera Bravo, J., Aznar Lopez, A., & García Alonso, E. (2008) Conexión de forjados de hormigón a soportes metálicos. *Congreso Internacional de Estructuras: IV Congreso de ACHE, Valencia del 24 al 27 de noviembre de 2008*. ISBN: 978-84-89670-62-4.

ACHE

MONOGRAFÍAS



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

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2024
https://doi.org/10.33586/hya.2023.3128

Diseño paramétrico de ruedas trianguladas de radios traccionados con perfil biconvexo para estructuras de cubierta sobre graderíos de estadios con planta elíptica

Parametric Design of Triangulated Tensile Spoke-Wheels With Bi-Convex Profile for Roof Structures on Elliptical Stadium Stands

Rodrigo Martín-Sáiz[a,*], **Blas Herrera**[a]

[a] *Dr. Arquitecto, Profesor Asociado, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universitat Rovira i Virgili, Reus*
[b] *Dr. en Matemáticas, Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Informática y Matemáticas, Universitat Rovira i Virgili, Tarragona*

Recibido el 10 de julio de 2023; revisado el 25 de septiembre de 2023, aceptado el 29 de septiembre de 2023

RESUMEN

En este artículo, desarrollamos analíticamente el paso a paso de un procedimiento de diseño paramétrico de ruedas trianguladas de radios traccionados de perfil biconvexo para estructuras de cubierta sobre graderíos de estadios con planta elíptica. A través de este procedimiento, es posible definir la forma geométrica y la distribución de fuerzas de pretensado necesarias para conseguir unas condiciones óptimas de dimensionado de la sección transversal del anillo exterior, atendiendo a su no-circularidad. Estas condiciones óptimas se consiguen cuando, en situación de carga permanente, la rueda se deforma homotéticamente en planta. En cada paso del procedimiento formulamos los sistemas de ecuaciones que describen la relación entre la forma geométrica y el comportamiento mecánico, y definimos los métodos numéricos para resolverlos. A partir de la forma en planta de diversos anfiteatros romanos, desarrollamos ejemplos de aplicación y mostramos los límites geométricos razonables del procedimiento de diseño. Por último, en un modelo de análisis comprobamos cómo, efectivamente, una estructura diseñada según este procedimiento se deforma homotéticamente en situación de cargas permanentes.

PALABRAS CLAVE: diseño paramétrico, cubiertas de estadios, ruedas trianguladas de radios traccionados, perfil biconvexo, planta elíptica .

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

In this article, we make an analytical development of the step-by-step of a parametric design procedure for triangulated tensile spoke-wheels with bi-convex profile for roof structures on elliptical stadium stands. Through this procedure it is possible to define the geometric shape and the distribution of the pre-stressing forces necessary to achieve optimal conditions for the cross-section sizing of the outer ring, while considering its non-circularity. These optimal conditions are achieved when, under permanent loads, an in-plane homothetic deformation occurs. In each step of the procedure we formulate system of equations that describe the relationship between the geometric shape and the mechanical behavior, and we define the numerical methods to solve them. From the ground plan shape of several Roman amphitheaters, we develop application examples and we show the reasonable geometric limits of the design procedure. Finally, in an analysis model, we verify how, effectively, a structure designed according to this procedure deforms homothetically under permanent loads.

KEYWORDS: Parametric design, stadium roofs, triangulated tensile spoke-wheels, bi-convex profile, elliptical ground plan .

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: rodrigo.martin@urv.cat (Rodrigo Martín-Sáiz)

Cómo citar este artículo: Martín-Sáiz, R., & Herrera, B. (2024). Diseño paramétrico de ruedas trianguladas de radios traccionados con perfil biconvexo para estructuras de cubierta sobre graderíos de estadios con planta elíptica. *Hormigón y Acero75(304):35-50*. https://doi.org/10.33586/hya.2023.3128

1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas, la rueda de radios traccionados (RRT) se ha convertido en la tipología estructural más recurrente para cubrir graderíos de grandes estadios [1-3]. Esta tipología es mucho más eficiente que cualquier otra a partir de los 35 m de voladizo [4, 5].

Las RRT, además de ser muy ligeras, no transmiten empujes ni momentos flectores. Esto simplifica el diseño de los soportes y de sus cimentaciones, y permite optimizar su dimensionado.

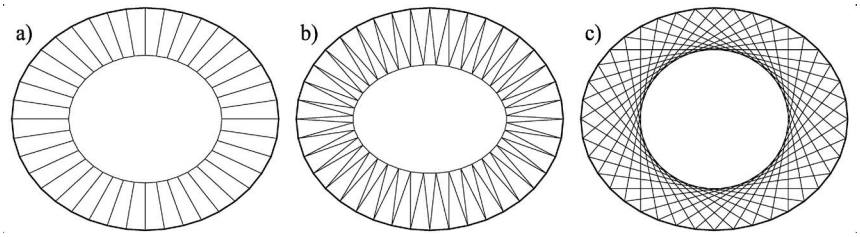


Figura 1. Disposiciones de radios en una RRT: a) radial concurrente, b) triangulada, c) cruzada.

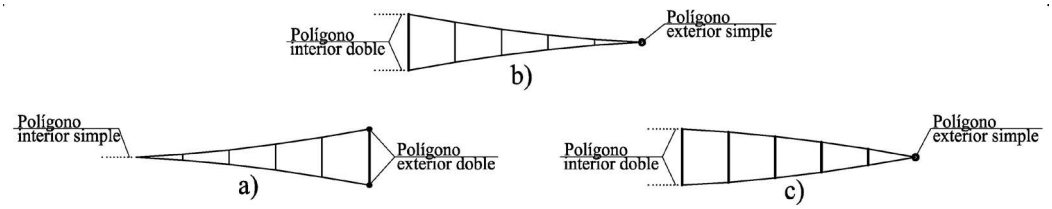


Figura 2. Perfiles de radios: a) bicóncavo con dos polígonos exteriores y uno interior, b) bicóncavo con un polígono exterior y dos polígonos interiores, c) biconvexo con un polígono exterior y dos polígonos interiores.

Las RRT son especialmente interesantes para cubrir construcciones históricas [6, 7] porque no generan alteraciones significativas en el estado tensional de sus muros.

Las RRT están formadas por anillos de compresión en el perímetro exterior, radios y anillos de tracción en el perímetro interior. El anillo exterior es el elemento que concentra la mayor cantidad de material. Esto es debido a sus grandes dimensiones y a que soporta esfuerzos de compresión muy elevados, producidos por las fuerzas de reacción de los radios en el plano de la rueda. Si no hay una concordancia entre su forma y las fuerzas de reacción de los radios, el anillo exterior además tiene que resistir momentos flectores muy elevados que hacen incrementar enormemente el dimensionado de su sección transversal. Éste es el principal problema de diseño de las RRT. Para definir esta concordancia se considera la estructura en situación de cargas permanentes (peso propio+pretensado). Estas cargas son las que determinan en mayor medida el dimensionado de la sección transversal del anillo exterior [8].

En una RRT poligonal inscrita en una circunferencia la concordancia es clara. Además, el esfuerzo de compresión es uniforme en todo el anillo poligonal exterior. Los radios son equidistantes y coinciden con los soportes, situados en los vértices. En definitiva, en una RRT inscrita en una circunferencia todos los tramos del anillo poligonal exterior tienen las mismas condiciones de dimensionado.

En adelante y en todo el artículo ya no nos referiremos a los anillos poligonales, sino a los polígonos, interiores y exteriores.

2. PLANTEAMIENTO

2.1. RRT elípticas que se deforman homotéticamente

Pretendemos diseñar una RRT en la cual, en estado de carga permanente, el polígono exterior, de lados iguales e inscrito en una elipse, se comporte como un polígono funicular de las fuerzas de reacción de los radios. Además, pretendemos que el esfuerzo de compresión sea uniforme en todo el polígono exterior, igual que sucede en una RRT inscrita en una circunferencia. Si el polígono interior también es un polígono funicular de las fuerzas de reacción de los radios, toda la estructura podrá deformarse en planta homotéticamente.

2.2 Radios triangulados con perfil biconvexo

La disposición triangulada de los radios en el plano de la RRT (figura 1b) complementa al efecto diafragma de la membrana y evita la aparición de momentos flectores relevantes en el polígono exterior cuando actúan cargas variables asimétricas. Esta disposición es una alternativa intermedia entre la radial concurrente (figura 1a), la más habitual, y a la disposición cruzada [9,10] (figura 1c).

La discusión sobre las ventajas de la simplicidad de una estructura puramente radial y la mayor rigidez, y estabilidad de las estructuras trianguladas y/o entrecruzadas es antigua. Sirva de ejemplo la comparación entre los diseños de la cúpula tensada de R. Buckminster Fuller [11], totalmente triangulada, y la de D. Geiger, totalmente radial y arriostrada por la membrana [12]. Siendo estos dos ejemplos de una tipología ligeramente distinta a las RRT, su problemática en cuanto a la rigidez y estabilidad es la misma.

El perfil de los radios determina el número de polígonos exteriores, la forma de la membrana de cobertura, y los esfuerzos en los espaciadores entre las cuerdas inferior y superior de cada radio [13]. Si el perfil es bicóncavo (figuras 2a y 2b), los espaciadores están formados por tensores; si el perfil es biconvexo (figura 2c), los espaciadores están formados por mástiles flotantes comprimidos.

La sección necesaria para resistir un esfuerzo de compresión en un solo polígono exterior (figuras 2b y 2c) es menor a la que se necesitaría si se dividiese el mismo esfuerzo en dos polígonos exteriores (figura 2a). Esto es debido a que el pandeo afecta a la proporcionalidad entre los esfuerzos y el dimensionado de la sección transversal. Además, si el polígono exterior es único, en el perfil biconvexo (figura 2c) la forma de la cuerda de los radios inferiores coincide con la lógica de un polígono funicular en el cual el camino de las cargas gravitatorias va desde el interior de la RRT hacia el exterior, donde se sitúan los soportes. Esto

permite que la tracción generada en el extremo exterior de la cuerda inferior, el tramo más solicitado de cada radio, sea menor que la que se generaría en un perfil bicóncavo con un polígono exterior único. Por otro lado, los radios traccionados con perfil biconvexo tienen menor estabilidad lateral que otros perfiles; esta circunstancia se explica en el apartado 3.3.4.

2.3 Diseño paramétrico con objetivo de optimización

El diseño paramétrico de estructuras con objetivo de optimización es una herramienta proyectual cada vez más utilizada [14- 20]. Hemos definido un procedimiento de diseño paramétrico de ruedas trianguladas de radios traccionados (RTRT) con planta elíptica y perfil biconvexo. Este procedimiento tiene como objetivo la optimización estructural del polígono exterior. Para formularlo hemos empezado definiendo el comportamiento ideal del polígono exterior en situación de cargas permanentes. A partir de ese comportamiento, hemos definido la manera en la cual, a partir de unos pocos parámetros de entrada, obtenemos la totalidad de los parámetros que definen el diseño de la RTRT. Finalmente, mediante un modelo de análisis estructural, hemos comprobado que, efectivamente, en situación de cargas permanentes el polígono exterior se comporta idealmente (figura 3).

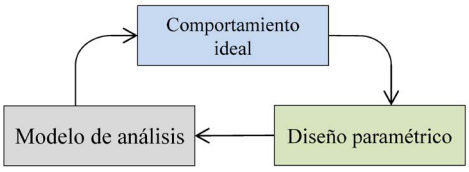


Figura 3. Proceso de formulación del procedimiento de diseño paramétrico con el objetivo de optimización estructural.

2.4 Una RTRT sobre un anfiteatro romano

La forma del graderío de los anfiteatros romanos es elíptica o pseudoelíptica. Muchos estuvieron cubiertos por un *velarium* con un esquema parecido al de una RRT. En una muestra representativa de nueve de los anfiteatros romanos más grandes y mejor conservados (tabla 1), podemos observar que la relación entre sus semiejes (b/a) oscila entre 0.688 y 0.917. Esta relación es parecida a la de algunos estadios modernos. Vamos a aprovechar las proporciones en planta de los anfiteatros romanos para desarrollar, a modo de ejemplo, una RTRT con perfil biconvexo que sirviera de estructura de cubierta sobre su graderío.

3
DESARROLLO

3.1. Diseño en planta

El polígono exterior debe estar inscrito en una elipse y debe tener todos sus lados iguales. Pretendemos que los polígonos exterior e interior sean polígonos funiculares de las fuerzas de reacción de los radios en el plano de la RTRT. Además, pretendemos que el esfuerzo de compresión sea uniforme en todo el polígono exterior. La funicularidad de las elipses ya ha sido estudiada antes por otros autores [23, 24].

TABLA 1.
Razón de los semiejes (b/a) de la planta elíptica de diversos anfiteatros romanos [21, 22].

Anfiteatro	a (m)	b (m)	b/a
Leptis Magna (Libia)	60.50	55.50	0.917
Roma	93.88	77.80	0.829
El Djem (Túnez)	74.00	61.00	0.824
Uthina (Túnez)	56.50	45.00	0.796
Pula (Croacia)	66.25	52.55	0.793
Verona	69.00	54.50	0.790
Pompeya	67.50	51.00	0.756
Nimes	68.00	51.00	0.751
Arlés	78.50	54.00	0.688

3.1.1 Índice de la notación

Como existe doble simetría respecto de los ejes de coordenadas, en adelante nos referiremos a los elementos y las fuerzas del primer cuadrante de la RTRT (figuras 4a y 4b).

- n es el número de lados en un cuadrante del polígono exterior.
- C_i son los vértices del polígono exterior, con $i=1 \div n+1$, en sentido anti-horario empezando desde el vértice situado en el eje X (a lo largo del texto de este documento, la notación $i=1 \div n+1$ significa que i va de 1 a $n+1$, incrementando de 1 en 1).
- (a_i, b_i) son las coordenadas de los vértices del polígono exterior; a_1 y b_{n+1} son además los semiejes de la elipse.
- c_i son los lados del polígono exterior, con $i=1 \div n$, en sentido anti-horario empezando desde el lado más próximo al eje X.
- T_i son los vértices del polígono interior, con $i=1 \div n$, en sentido anti-horario empezando desde el vértice más próximo al eje X. Además $T_{1'}$ y $T_{n'}$ son los puntos interiores extremos del cuadrante, situados en los semi-lados primero y último del polígono interior.
- (x_i, y_i) son las coordenadas de los vértices del polígono interior.
- t_i son los lados del polígono interior, con $i=1 \div 1n+1$, en sentido anti-horario empezando desde el situado en el eje X, teniendo en cuenta que realmente t_1 y t_{n+1} son semi-lados dentro del cuadrante.
- r_i son los radios, con $i=1 \div 2n$, en sentido anti-horario respecto del centro de la estructura, empezando desde los que nacen en C_1. Entonces, 2_i-2 y 2_i-1 son los subíndices de las dos parejas de radios que nacen de un vértice C_i, mientras que 1 y $2n$ son los subíndices de los radios que nacen de los vértices C_1 y C_{n+1} respectivamente.
- N es el esfuerzo de compresión uniforme en el polígono exterior; N_i es el esfuerzo de tracción en cada lado del polígono interior; P_i es el esfuerzo de tracción en cada radio. Todas estas fuerzas están contenidas en el plano del polígono exterior de la RTRT.
- γ_i es la amplitud del ángulo entre dos lados del polígono en cada vértice.
- α_i, β_i, ξ_i y φ_i son las amplitudes de los ángulos que forman los lados del polígono exterior, los radios, los lados del polígono interior y la bisectriz del ángulo de γ_i respectivamente con el eje X, medidos en sentido anti-horario.
- d_i es la distancia desde un vértice del polígono exterior hasta la intersección de su bisectriz con la bisectriz del vértice contiguo siguiente.

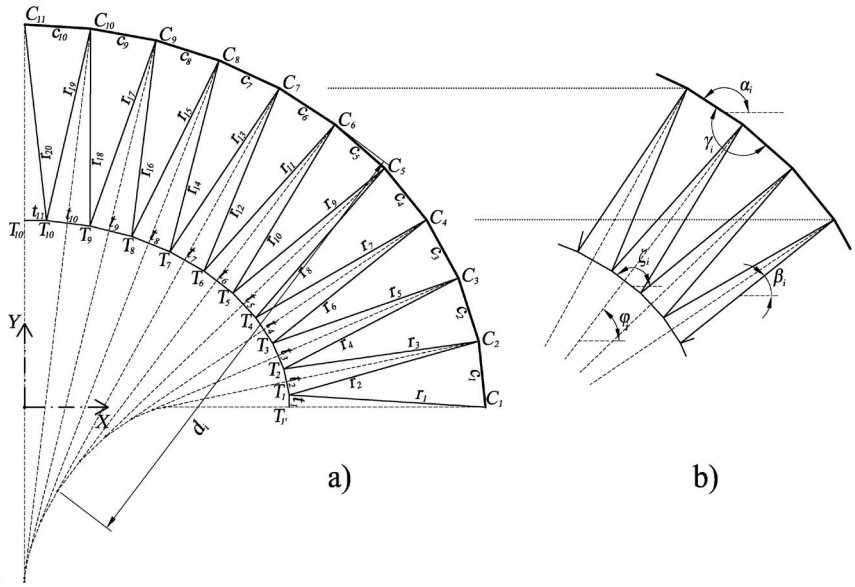


Figura 4. a) Ejemplo de numeración de los nudos y barras del diseño en planta de una RTRT con n=10. b) Criterio de notación de ángulos.

Con las letras minúsculas c_i, t_i y r_i también nos referimos a la longitud de estas barras en las ecuaciones que aparecen más adelante.

3.1.2 Datos geométricos de partida

Los datos de partida para el diseño en planta son los semiejes de la elipse (a_1, b_{n+1}), el número n de lados de un cuadrante del polígono exterior y la profundidad de la RTRT en el eje X. La longitud c de los lados del polígono exterior está determinada por las dimensiones de la elipse y por n. El pandeo condiciona el dimensionado de su sección transversal. Por este motivo n deberá ser más elevado cuanto mayor sea la elipse en la que se inscribe la RTRT.

En algunas RRT sobre estadios modernos, diseñadas por la ingeniería Schlaich Bergermann Partner (SBP) [2, 4, 8, 25], los graderíos tienen unas proporciones $0.75 \le b_{n+1}/a_1 \le 1$, el número de lados en un cuadrante es $9 \le n \le 15$, y su longitud no supera los 16 m en el caso de los anillos de acero o los 22 m en el caso de los anillos de hormigón armado. Además, la profundidad relativa varía según $0.4 \le (a_1 - x_1)/a_1 \le 0.5$.

3.1.3 Polígono exterior

Empezamos definiendo el polígono exterior de $4n$ lados iguales inscrito en la elipse. Las coordenadas de los vértices extremos del primer cuadrante, C_1 y C_{n+1}, son $(a_1,0)$ y $(0,b_{n+1})$ respectivamente. Para encontrar las coordenadas del resto de vértices es necesario resolver un sistema de $2n$-1 ecuaciones (1 y 2). Las incógnitas son c y las coordenadas (a_i,b_i) de los vértices.

$$\left(\frac{a_i}{a_1}\right)^2+\left(\frac{b_i}{b_{n+1}}\right)^2=1; i=2\div n \tag{1}$$

$$c=\sqrt{(a_{i+1}-a_i)^2+(b_{i+1}-b_i)^2}\ ; i=1\div n \tag{2}$$

Resolvemos este sistema mediante un método iterativo. En este método utilizamos una notación con dos subíndices: el primero es i e indica el número de lado, con $i=1\div n$, y el segundo es j e indica el número de iteración. Así, el punto de arranque se obtiene con $a_{i,0}=\cos((\pi/2)i/n)$ y sustituyendo $a_{i,0}$ en la ecuación (1) para encontrar el semieje $b_{i,0}$. Entonces, calculamos $\eta_{i,0}=c_{i,0}/\left(\sum_{i=1}^{n} c_{i,0}/n\right)$ con $c_{i,0}=\sqrt{(a_{i+1,0}-a_{i,0})^2+(b_{i+1,0}-b_{i,0})^2}$, donde $c_{i,0}$ es a la longitud resultante en cada uno de los lados en el punto de arranque. Cambiamos las abscisas de cada vértice según $a_{i+1,j+1}-a_{i,j+1}=(a_{i+1,j}-a_{i,j})^2/\eta_{i,j}$ y después encontramos las nuevas $b_{i,j+1}$, $c_{i,j+1}$ y $\eta_{i,j+1}$, en las sucesivas iteraciones. Este proceso se repite tantas iteraciones como sea necesario para que la razón $\eta_{i,j+1}$ se aproxime a la unidad con un error previamente fijado en $\tau_i=|1-\eta_{i,j+1}|\le 10^{-3}, i=1\div n$.

3.1.4 Polígonos interiores y radios

Definimos un polígono interior tal que sea polígono funicular de las fuerzas de reacción de los radios en el plano de la RTRT, teniendo en cuenta que el polígono exterior también es un polígono funicular de las fuerzas de reacción de los mismos radios y además tiene compresión uniforme. Gracias a esa doble funicularidad, la RTRT podrá deformarse en planta homotéticamente. Es precisamente este tipo de deformación en la cual el polígono exterior tiene un esfuerzo de compresión uniforme.

Entonces, planteamos las ecuaciones de equilibrio externo (3-5) del primer cuadrante de la RTRT (figura 5a):

$$H_{1'} + H_1 = 0 \tag{3}$$

$$H_{n'} + H_{n+1} = 0 \tag{4}$$

$$H_{n+1} + b_{n+1} - H_1\, a_1 + H_{n'}\, y_n - H_1\, x_1 = 0 \tag{5}$$

donde H_{n+1}, $H_{n'}$, H_1 y $H_{1'}$ son las fuerzas de reacción en el plano en los extremos del primer cuadrante de la RTRT (figura 5a). Como el polígono interior del diseño en planta es la superposición de los dos polígonos interiores de la RTRT, $H_{n'}$ y $H_{1'}$ son en realidad la suma de las fuerzas de reacción en el plano en los extremos del primer cuadrante de los dos polígonos interiores.

Después planteamos las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en los nudos del polígono interior (6-9), (figura 5c), y en los

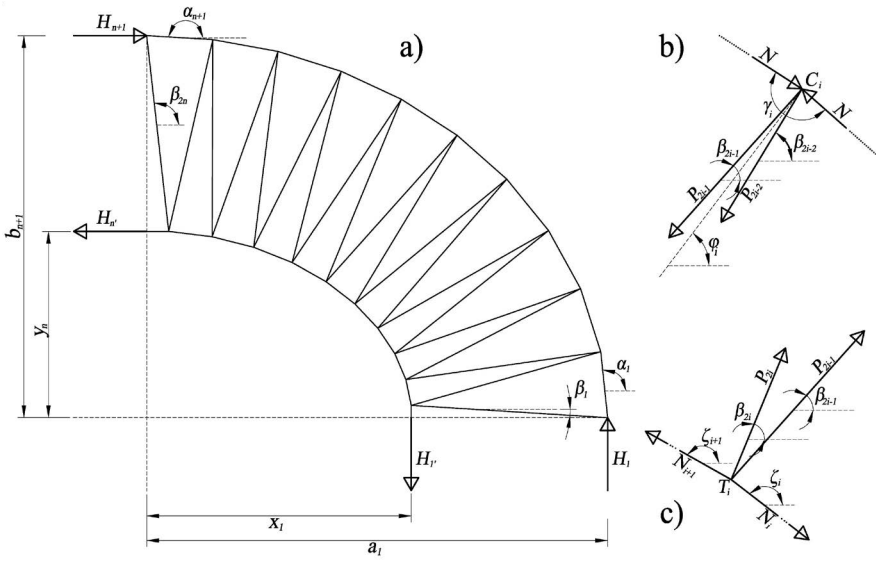


Figura 5. a) Planta del primer cuadrante de la RTRT con las reacciones necesarias para el equilibrio externo; b) fuerzas en un vértice del polígono exterior; c) fuerzas en un vértice del polígono interior.

nudos del polígono exterior (10-15), (figura 5b), teniendo en cuenta un valor N de compresión uniforme en todos sus lados:

$$H_{1'} - N_1 = 0 \tag{6}$$

$$H_{n'} - N_{n+1} = 0 \tag{7}$$

$$H_{i+1}\cos\zeta_{i+1} + P_{2i}\cos\beta_{2i} + P_{2i-1}\cos\beta_{2i-1} - N_1\cos\zeta_i = 0, i = 2 \div n \tag{8}$$

$$N_{i+1}\operatorname{sen}\zeta_{i+1} + P_{2i}\operatorname{sen}\beta_{2i} + P_{2i-1}\operatorname{sen}\beta_{2i-1} - N_1\operatorname{sen}\zeta_i = 0, i = 2 \div n \tag{9}$$

$$H_1 - N\left(\operatorname{sen}\alpha_1 + \cos(\gamma_1/2)\tan\beta_1\right) = 0 \tag{10}$$

$$H_{n+1} - N\left(-\cos\alpha_n + \frac{\cos(\gamma_{n+1}/2)}{\tan(\beta_{2n})}\right) = 0 \tag{11}$$

$$P_1 - N\frac{\cos(\gamma_1/2)}{\cos(\beta_1)} = 0 \tag{12}$$

$$P_{2n} - N\frac{\cos(\gamma_n/2)}{\operatorname{sen}(\beta_{2n})} = 0 \tag{13}$$

$$P_{2i-2} - P_{2i-1}\frac{\operatorname{sen}(\varphi_i - \beta_{2i-1})}{\operatorname{sen}(\beta_{2i-2} - \varphi_i)} = 0, i = 2 \div n \tag{14}$$

$$P_{2i-1} - \frac{2N\operatorname{sen}(\gamma_n/2)}{\cos(\varphi_i - \beta_{2i-1})}\frac{\operatorname{sen}(\varphi_i - \beta_{2i-1})}{\operatorname{sen}(\beta_{2i-2} - \varphi_i)} = 0, i = 2 \div n \tag{15}$$

Además, existen relaciones entre distancias y ángulos inherentes a la propia geometría de la RTRT. Estas relaciones son las siguientes (16-22):

$$\beta_1 = -\arccos\left(\frac{a_1 - x_1}{\sqrt{(a_1 - x_1)^2 + (b_1 - y_1)^2}}\right) \tag{16}$$

$$\beta_{2i-1} = \arccos\left(\frac{a_i - x_i}{\sqrt{(a_i - x_i)^2 + (b_i - y_i)^2}}\right), i = 2 \div n \tag{17}$$

$$\beta_{2i-2} = \arccos\left(\frac{a_i - x_{i-1}}{\sqrt{(a_i - x_{i-1})^2 + (b_i - y_{i-1})^2}}\right), i = 2 \div n+1 \tag{18}$$

$$\zeta_i = \arccos\left(\frac{x_i - x_{i-1}}{\sqrt{(a_{i-1} - x_i)^2 + (b_{i-1} - y_i)^2}}\right), i = 2 \div n \tag{19}$$

$$t_1 = 2y_1 \tag{20}$$

$$t_{n+1} = 2x_n \tag{21}$$

$$t_1 = \sqrt{(x_i - x_{i-1})^2 + (y_i - y_{i-1})^2}, i = 2 \div n \tag{22}$$

Finalmente, definimos la condición (23) de diseño adicional que permite definir las longitudes t_i de los lados del polígono interior de manera proporcional a la distancia d_i. La longitud t_i resultará menor cuanto menor sea d_i y viceversa. Es decir, la longitud de los lados irá incrementándose progresivamente desde el más pequeño t_1 hasta el más grande t_{n+1}:

$$t_i = \frac{d_i \sum_{i=1}^{i=n+1} t_i}{\sum_{i=1}^{i=n+1} d_i}, i = 2 \div n \tag{23}$$

Entonces, agrupamos todas estas ecuaciones (3 a 23) en un sistema de $9n+4$ ecuaciones e incógnitas. Los parámetros de entrada son: n, x_1, (a_i, b_i) con $i=1 \div n+1$, γ_i con $i=1 \div n+1$, φ_i con $i=2 \div n$, α_1, α_n, ζ_1, ζ_{n+1} y d_i con $i=1 \div n+1$. Las incógnitas son: x_i con $i=2 \div n$, y_i con $i=1 \div n$, t_i con $i=1 \div n+1$, ζ_i con $i=2 \div n$, β_i con $i=1 \div 2n$, P_i con $i=1 \div 2n$, N_i con $i=1 \div n+1$, H_1, $H_{1'}$, H_{n+1} y $H_{n'}$.

Para que la solución sea mecánicamente viable y geométricamente coherente, el sistema también se tiene que verificar con las siguientes desigualdades (24 a 26):

$$\beta_{2i-2} > \varphi_i > \beta_{2i-1}, i = 2 \div n \tag{24}$$

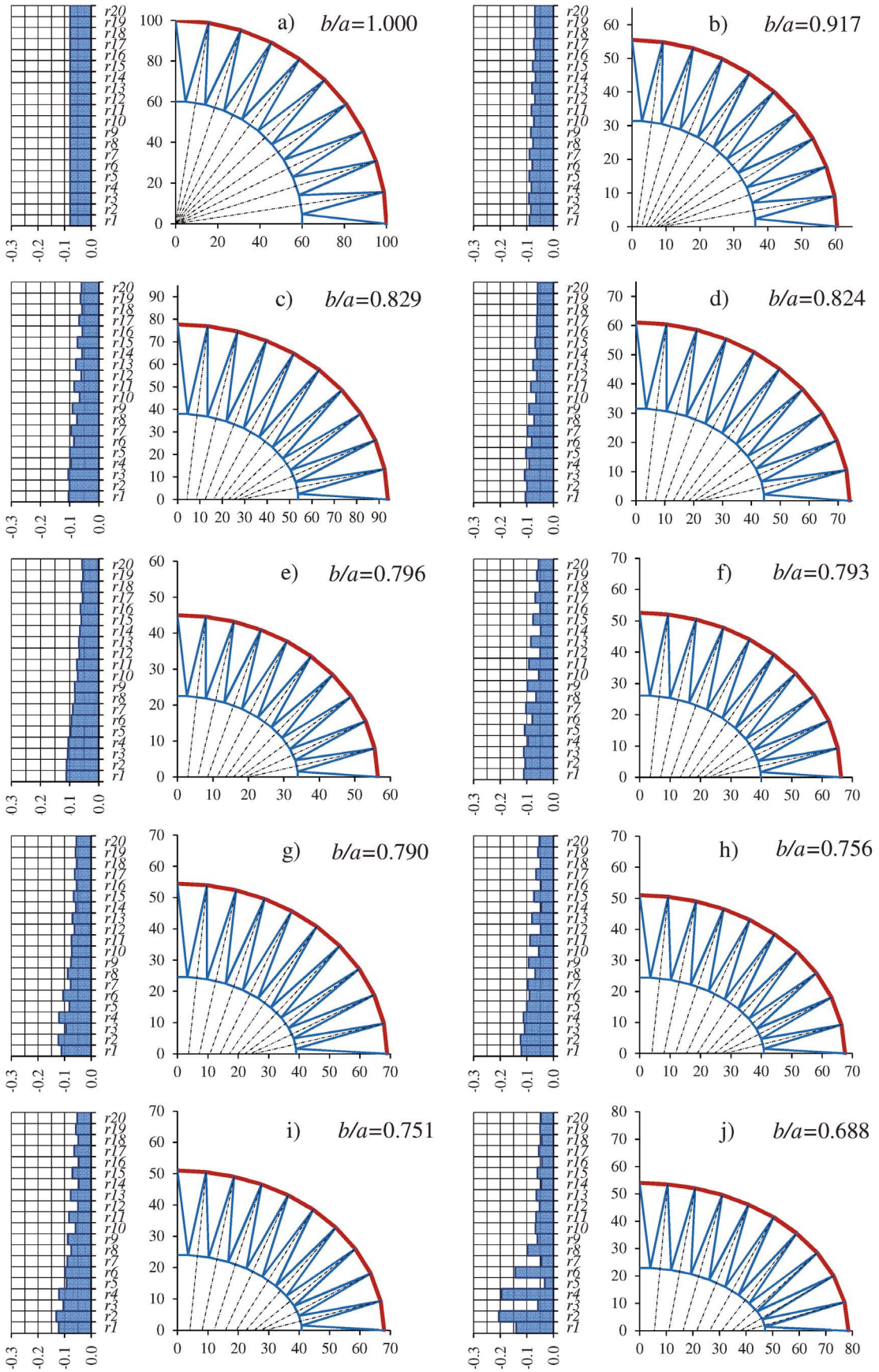


Figura 6. a) Diseño en planta y distribución relativa de los esfuerzos de tracción (Pi/N) en los radios de una RTRT circular. Igualmente, mostramos lo mismo para nueve RTRT considerando las dimensiones de los anfiteatros de: b) Leptis Magna, c) Roma; d) El Djem, e) Uthina, f) Pula, g) Verona, h) Pompeya, i) Nimes, y j) Arlés.

$$0<x_{i+1}<x_i, i=1\div n-1 \tag{25}$$

$$0<y_i<y_{i+1}, i=1\div n-1 \tag{26}$$

Si alguna de estas desigualdades no se verifica, es preciso modificar alguno de los parámetros de entrada del diseño en planta (n, a_1, b_{n+1} ó x_1) y volver a iniciar el proceso.

Este sistema puede ser resuelto mediante métodos iterativos clásicos como el de Newton-Raphson, o más modernos como el de Gradiente-Reducido-Generalizado [26]. Definimos el punto de arranque de las coordenadas del polígono interior, para el método iterativo, a través de las siguientes ecuaciones (27 a 29):

$$x_i=\frac{x_i\cos\left[\frac{\pi(i-1/2)}{2n}\right]}{\cos(\pi/4n)}, i=2\div n \tag{27}$$

$$y_i=\frac{3b_{n+1}x_1\,\mathrm{sen}\left[\frac{\pi(i-1/2)}{2n}\right]}{4a_1\cos(\pi/4n)}, i=1\div n \tag{28}$$

$$N_1=\frac{1}{2}\left[\begin{array}{l}\dfrac{N_{i+1}\cos\zeta_{i+1}+P_{2i}\cos\beta_{2i}+P_{2i-1}\cos\beta_{2i-1}}{\cos\zeta_i}\\ +\dfrac{N_{i+1}\mathrm{sen}\,\zeta_{i+1}+P_{2i}\,\mathrm{sen}\,\beta_{2i}+P_{2i-1}\mathrm{sen}\,\beta_{2i-1}}{\mathrm{sen}\,\zeta_i}\end{array}\right], i=2\div n \tag{29}$$

Los parámetros N_i, H_1, $H_{1'}$, H_{n+1} y $H_{n'}$ β_i y P_i con $i=2\div n$ en el punto de arranque se encuentran substituyendo los obtenidos en las ecuaciones (27) a (29) en las ecuaciones del sistema. Establecemos un criterio de parada a través de una tolerancia $\tau=10^{-3}$ en la resolución del sistema (la suma de los valores absolutos de los $9n+4$ errores de las ecuaciones es menor que $\tau=10^{-3}$).

3.1.5 Ejemplo de aplicación

Mostramos un ejemplo de aplicación del proceso de diseño en planta teniendo en cuenta las dimensiones de los nueve anfiteatros romanos de la tabla 1, además de un décimo caso correspondiente a una forma circular. Hemos considerado en todos ellos n=10 y. $(a_1-x_1)/a_1\approx0.40$

Hemos representando gráficamente los resultados obtenidos (figuras 6a a 6j). Al lado del diseño en planta obtenido en cada una de las RTRT, mostramos la distribución relativa Pi/N≈e de las fuerzas de tracción de los radios respecto de la compresión uniforme del polígono exterior. La diferencia entre los esfuerzos de tracción en los radios en una misma RTRT se incrementa de forma inversa a la relación b/a. En el caso de la RTRT de planta circular con b/a=1.00, obtenemos P_i=–0.079, en todos los radios, mientras que en el caso de Arlés, con b/a=0.688, obtenemos –0.205≤ $P_{i/N}$ ≤–0.033. Si ambas RTRT tuvieran la misma dimensión a, y hubiéramos de garantizar un esfuerzo de tracción mínimo en el radio menos solicitado de la RTRT de Arlés igual la tracción de los radios de la RTRT circular, la compresión en el polígono exterior de Arlés sería 2.365 veces mayor que en la RTRT circular. En el caso de Nimes con b/a=0.751, el esfuerzo de compresión en su polígono exterior sólo sería 1.704 veces mayor. Cuanto más alejada de la circunferencia está la forma elíptica, mayor es el esfuerzo de compresión que tiene que soportar el polígono exterior. Así, un límite geométrico razonable del diseño en planta podría ser una relación b/a=0.75. Una relación menor provocaría un incremento notable del esfuerzo N de compresión, lo cual repercutiría significativamente en el dimensionado de la sección resistente del polígono exterior.

3.2 Diseño del perfil de los radios

Cada radio de la RTRT está compuesto de dos cuerdas, una inferior y otra superior, contenidas en un plano vertical. Estas cuerdas describen dos formas poligonales simétricas respecto del plano horizontal z=0, en el cual se encuentra contenido el polígono exterior de la RTRT. Esta simetría de las cuerdas respondería a una simetría entre los valores de carga máxima descendente ($q_\downarrow$) y carga máxima ascendente ($q_\uparrow$). Las dos cuerdas están separadas por mástiles. El número de mástiles es constante en todos los radios. El mástil más alto de cada radio se sitúa entre dos vértices de los dos polígonos interiores, inferior y superior, cuyo diseño en planta ya hemos definido. Cada uno de estos n mástiles más altos está compartido por dos radios.

3.2.1 Índice de la notación

- $T_{i,1}$ y $T_{i,2}$ son los vértices de los dos polígonos interiores, inferior y superior respectivamente, con $i=1\div n$, en sentido anti-horario empezando desde los vértices más próximos al eje X. Además $T_{1',1}$ y $T_{1',2}$, y $T_{n',1}$ y $T_{n',2}$ son los nudos extremos del cuadrante, situados en el primer y último semilados de los polígonos interiores, inferior y superior respectivamente. Todos estos vértices tienen las mismas coordenadas (x,y) que los vértices T_i del polígono interior en el diseño en planta.
- $t_{i,1}$ y $t_{i,2}$ son los lados de los polígonos interiores, inferior y superior respectivamente, con $i=1\div n+1$, en sentido anti-horario empezando desde el situado en el eje X, donde $t_{1',1}$ y $t_{n+1,1}$, y $t_{1',2}$ y $t_{n+1,2}$ son en realidad semilados dentro del cuadrante. Ambos polígonos tienen la misma proyección en el plano horizontal $z=0$ que el polígono interior utilizado para el diseño en planta.
- m es el número de mástiles que hay en cada radio.
- s_i son los mástiles más altos de cada pareja de radios. Estos mástiles están situados entre los vértices de los dos polígonos interiores, con $i=1\div n$, en sentido anti-horario empezando desde el más próximo al eje X.
- $s_{i,j}$ son los mástiles intermedios de cada radio, con $i=1\div n$ y $j=2\div m$, empezando desde el interior hacia el exterior de la rueda.
- $r_{i,1,j}$ y $r_{i,2,j}$ son los tramos de las cuerdas, inferior y superior respectivamente, entre los mástiles de cada radio, con $i=1\div n$, en sentido anti-horario respecto del centro de la estructura, empezando desde los que nacen en C_1, y $j=1\div m$, empezando desde el interior hacia el exterior de la rueda en cada radio.

En un alzado desplegado representamos el perfil de una pareja de radios r_{2i} y r_{2i-1} que comparten un mismo mástil si en el extremo (figura 7). Estos radios van desde un vértice C_i hasta otro C_{i+1} del polígono exterior de la RTRT, y pasan por los vértices $T_{i,1}$ y $T_{i,2}$ de los polígonos interiores, donde se sitúa el mástil si. En este alzado, C_i queda a la derecha, C_{i+1} a la izquier-

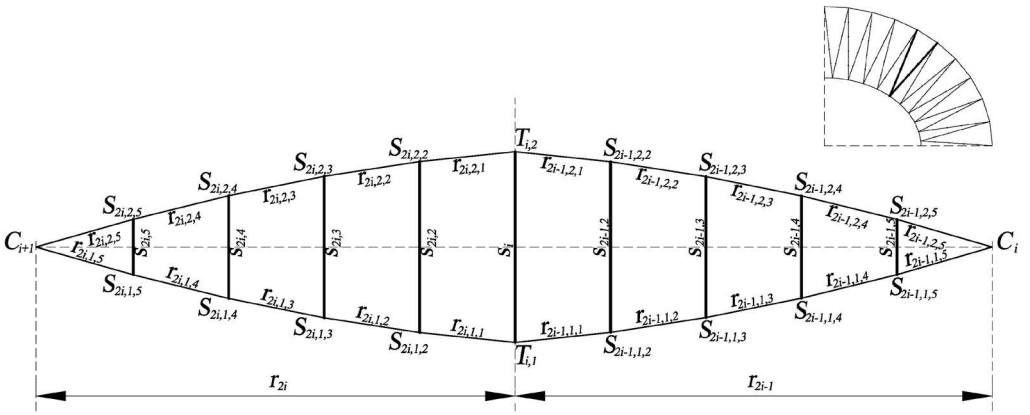


Figura 7. Ejemplo de numeración de los nudos y barras de una pareja de radios con m=5.

da, y $T_{i,1}$ y $T_{i,2}$ en el centro. Situamos la posición del resto de los m-1 mástiles ($s_{2i-1,j}$ y $s_{2i,j}$ con j=1÷m), a distancias equidistantes en cada radio, desde si hacia los extremos.

3.2.2 *Datos geométricos de partida*

Los datos de partida para el diseño del perfil de los radios son: el número m de mástiles sobre cada radio, la altura del mástil s_n más alto de la RTRT, la longitud en planta r_i de los radios y las cargas gravitatorias permanentes (G) que actúan transversalmente al plano de la RTRT.

El número de mástiles define la longitud de los tramos de cuerda de los radios. La longitud s_n del mástil más alto condiciona la rigidez de la estructura frente a cargas transversales al plano de la rueda. En algunas RRT sobre estadios modernos, diseñadas por SBP [2, 4, 8, 25], las longitudes de los mástiles más altos oscilan según $4.25 \le (r_i/s_i) \le 6.75$. Además, la distancia entre los espaciadores de un mismo radio está comprendida entre 6 y 8 m aproximadamente. Esta distancia determina el número m de mástiles de un radio.

3.2.3 *Longitud de los mástiles más altos*

Definimos la longitud del mástil s_n según $s_n = r_{2n}/4.25$. Después, calculamos la fuerza F_i resultante de la suma vectorial de las fuerzas de tracción P_i y P_i+1 de los radios en cada vértice del polígono interior, obtenidas en el diseño en planta (30). Entonces definimos la longitud del resto de mástiles si de manera inversamente proporcional a la fuerza F_i en cada vértice (31). Por último, comprobamos que la razón entre la longitud del radio r_1 y longitud de mástil s_1 no difiera de los límites observados en otras RRT.

$$F_i = \sqrt{(P_{2i}\cos\beta_{2i} + P_{2i-1}\cos\beta_{2i-1})^2 + (P_{2i}\,\mathrm{sen}\,\beta_{2i} + P_{2i-1}\,\mathrm{sen}\,\beta_{2i-1})^2}\ ,\ i = 1 \div n \qquad (30)$$

$$s_i = \frac{s_n F_n}{F_i}, i = 1 \div n-1 \qquad (31)$$

Al definir la longitud de los mástiles más altos de cada radio de esta manera, la separación entre los dos polígonos interiores de la RTRT no es constante, sino que incrementa en sentido anti-horario desde la más pequeña, en la posición más próxima al eje X hasta la más grande, en la posición más próxima al eje Y, según el esquema en planta de la figura 4.

3.2.4 *Estimación del dimensionado de las barras*

El diseño del perfil de los radios está directamente relacionado con su peso propio y éste con la sección transversal de las barras. El área A de la sección transversal de cada barra depende principalmente del pretensado necesario para garantizar la tracción de los radios en cualquier situación de carga. En general, existen dos situaciones a comprobar en un pre-dimensionado: carga máxima descendente ($q_{\uparrow}$), debida a la combinación de las cargas permanentes con la sobrecarga de nieve y presión de viento, y carga máxima ascendente ($q_{\downarrow}$), debida a la combinación de las cargas permanentes con la succión de viento (figura 8).

Para estimar la fuerza máxima de tracción en las cuerdas, primero calculamos los momentos flectores isostáticos generados por ambas cargas en la longitud del radio r_1, considerando su área de influencia en planta (32a y 32b). Después, dividimos ambos momentos entre la longitud del mástil s_1 y le sumamos la fuerza de pretensado necesaria para que las dos cuerdas del radio siempre estén en tracción, considerando un margen de seguridad de un 10% frente al destensado (33a, 33b, 34a y 34b). Así, obtenemos una estimación de las fuerzas $P_{1,1,\max}$ y $P_{1,1,\min}$ de tracción máxima y mínima en la cuerda inferior, y $P_{1,2,\max}$ y $P_{1,2,\min}$ en la cuerda superior. Alternativamente, podemos utilizar otros procedimientos más precisos para la estimación de estas fuerzas [27].

$$M_{\downarrow} = \frac{q_{\downarrow}(c+t_1)r_1^2}{8}\ ;M_{\uparrow} = \frac{q_{\uparrow}(c+t_1)r_1^2}{8} \qquad (32a \text{ y } 32b)$$

$$P_{1,1,\min} = \frac{2.1M_{\downarrow}}{s_1}\ ;\ P_{1,2,\max} = \frac{2.1M_{\uparrow}}{s_1} \qquad (33a \text{ y } 33b)$$

$$P_{1,1,\min} = \frac{0.1M_{\downarrow}}{s_1}\ ;\ P_{1,2,\max} = \frac{0.1M_{\uparrow}}{s_1} \qquad (34a \text{ y } 34b)$$

A partir de estas fuerzas y de la distribución relativa obtenida en el diseño en planta, estimamos los esfuerzos máximos de tracción en las cuerdas del resto de radios (35) y en los lados de los polígonos interiores (36), y el esfuerzo de compresión en el polígono exterior (37).

$$P_{i,j,\max} = \frac{P_{1,j,\max}P_i}{P_1};\ i = 2 \div 2n,\ j = 1 \div 2 \qquad (35)$$

$$N_{i,j,\max} = \frac{P_{1,j,\max}N_i}{P_1};\ i = 1 \div n+1,\ j = 1 \div 2 \qquad (36)$$

$$N = \frac{P_{1,1,\max}P_{1,2,\min}}{P_1} \qquad (37)$$

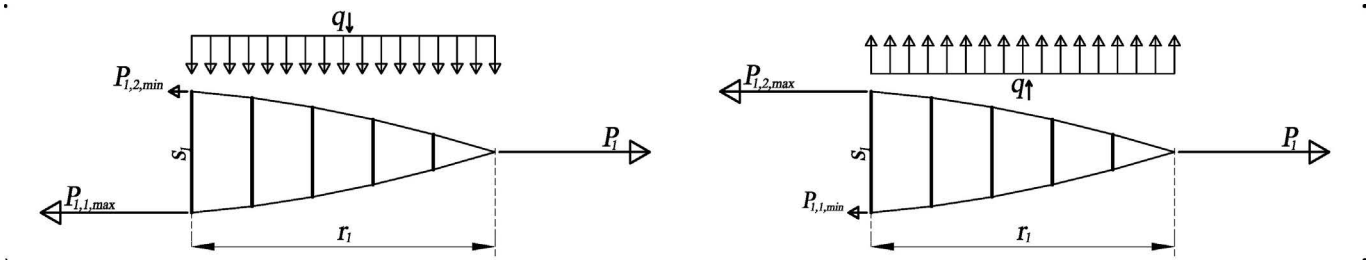


Figura 8. Esquema de fuerzas en el radio: a la izquierda, en situación de carga máxima descendente ($q_{\downarrow}$); a la derecha, en situación de carga máxima ascendente ($q_{\uparrow}$).

Luego estimamos el área de la sección transversal de cada uno de estos elementos.

Los esfuerzos axiles en los mástiles son significativamente más pequeños que los del resto de elementos de la rueda. Por este motivo, para estimar el dimensionado de su sección transversal basta con tener en cuenta una esbeltez mecánica $\lambda_m \simeq 100$.

3.2.5 *Estimación de las cargas gravitatorias permanentes*

Las cargas gravitatorias permanentes son transmitidas a la cuerda inferior de cada radio a través de una fuerza vertical G en cada mástil. Esta fuerza es la suma del peso propio g del material de cobertura, normalmente una membrana, repercutido en el área B de influencia en planta de cada mástil, y del peso propio de las barras que confluyen en dicho mástil, conforme al área A de la sección transversal, la longitud y la densidad w del material de cada barra. Podemos distinguir las fuerzas $G_{i,j}$, $G_{T,i}$ y $G_{C,i}$ que actúan en los mástiles intermedios (38a), en los mástiles más altos (38b) y en los vértices del polígono exterior (38c) respectivamente.

$$N_{i,j} = gB_{i,j} + w\left(\begin{array}{l} A_{s,i,j}\, s_{i,j} + \dfrac{A_{r,1}\,(r_{i,1,j-1} + r_{i,1,j})}{2} \\ \\ + \dfrac{A_{r,2}\,(r_{i,2,j-1} + r_{i,2,j})}{2} \end{array}\right), i = 1 \div 2n,\ j = 2 \div m \quad (38a)$$

$$G_{T,i} = gB_i + w\left(\begin{array}{l} A_{s,i}\, s_i + \dfrac{A_{t,1}(t_{i,1} + t_{i+1,1}) + A_{t,2}(t_{i,2} + t_{i+1,2})}{2} \\ \\ + \dfrac{A_{r,1}(r_{2i,1,1} + r_{2i-1,1,1}) + A_{r,2}(r_{2i,2,1} + r_{2i-1,2,1})}{2} \end{array}\right), i = 1 \div n \quad (38b)$$

$$G_{C,i} = gB_{i,1} + w\left(\frac{A_c + A_{r,1}(r_{2i,1,m} + r_{2i-1,1,m}) + A_{r,2}\,(r_{2i,2,m} + r_{2i-1,2,m})}{2}\right), i = 1 \div n \quad (38c)$$

3.2.6 *Perfil biconvexo de los radios*

Existe una relación de afinidad entre la forma del diagrama de momentos flectores de una viga y la forma de un polígono funicular de barras inextensibles afectado por las mismas cargas que la viga [28]. Según esta relación, la razón entre el momento flector en un punto cualquiera del diagrama y el momento flector máximo es la misma que existe entre la coordenada z de un vértice cualquiera del polígono y la del vértice más bajo. Utilizamos esta relación para definir el polígono funicular de las fuerzas G que describe la cuerda inferior de los radios y, por simetría, la cuerda superior. La definición de este polígono funicular es un problema no-lineal cuyo planteamiento y método iterativo de resolución describimos a continuación.

Suponemos una viga horizontal, isostática y de longitud igual a la suma de los dos radios, donde actúan las fuerzas G. Después, formulamos las ecuaciones (39 y 40) para encontrar una estimación de las fuerzas de reacción verticales V_i y V_i+1 en los extremos y las ecuaciones (41a y 41b) para calcular el valor del momento flector M en la posición de cada uno de los mástiles.

$$V_i + V_{i+1} + G_{C,i} + G_{C,i+1} + G_{T,i} + \sum_{j=2}^{m} G_{2i,j} + \sum_{j=2}^{m} G_{2i-1,j} = 0 \quad (39)$$

$$\begin{aligned} & G_{C,i+1}(r_{2i} + r_{2i-1}) + G_{T,i}\, r_{2i-1} + \sum_{j=2}^{m}\left[G_{2i,j}\left(r_{2i} + r_{2i-1} - \frac{j r_{2i}}{m}\right)\right] \\ & + \sum_{j=2}^{m}\left[G_{2i-1,j}\left(r_{2i-1} - \frac{(m-j) r_{2i-1}}{m}\right)\right] - V_{i+1}\,(r_{2i} + r_{2i-1}) = 0 \end{aligned} \quad (40)$$

$$M_{2i-1,j} = (V_i - G_{c,i})\,\frac{(m-j) r_{2i-1}}{m} + \sum_{j}^{m}\left[G_{2i-1,j+1}\,\frac{(m-j+1) r_{2i-1}}{m}\right]$$

$$M_{2i,j} = (V_{i+1} - G_{c,i+1})\,\frac{(m-j) r_{2i-1}}{m} + \sum_{j}^{m}\left[G_{2i,j+1}\,\frac{(m-j+1) r_{2i}}{m}\right] \quad (41a \text{ y } 41b)$$

Entonces, partimos de un punto de arranque para el método iterativo en el cual todos los mástiles de una misma pareja de radios son iguales y tienen la longitud del más alto (s_i). Mediante las ecuaciones 38a, 38b y 38c, calculamos las fuerzas G que resultan de la longitud de las cuerdas en esa primera aproximación de la longitud de los mástiles. Mediante las ecuaciones 39, 40, 41a y 41b obtenemos un primer diagrama de momentos flectores. A partir de la forma de este primer diagrama, definimos una forma afín de un polígono funicular que pase por la coordenada (0, $z_{s,i,1}$), correspondiente al extremo inferior del mástil más alto. Por simetría respecto del plano z=0, obtenemos la forma del polígono que describe la cuerda superior y, por ende, la longitud del resto de mástiles de la pareja de radios. Puesto que las longitudes $s_{2i\text{-}1,j}$ y $s_{2i,j}$ son menores que las del punto de arranque, modificamos las fuerzas G, y volvemos a calcular el diagrama de momentos y obtenemos un nuevo polígono. Repetimos este proceso hasta que la diferencia de las longitudes de los mástiles obtenidas en una iteración respecto de la anterior sea inferior a 10^{-3}. Durante este proceso reajustamos el dimensionado de la sección transversal de los mástiles para que su esbeltez mecánica sea $\lambda_m \simeq 100$.

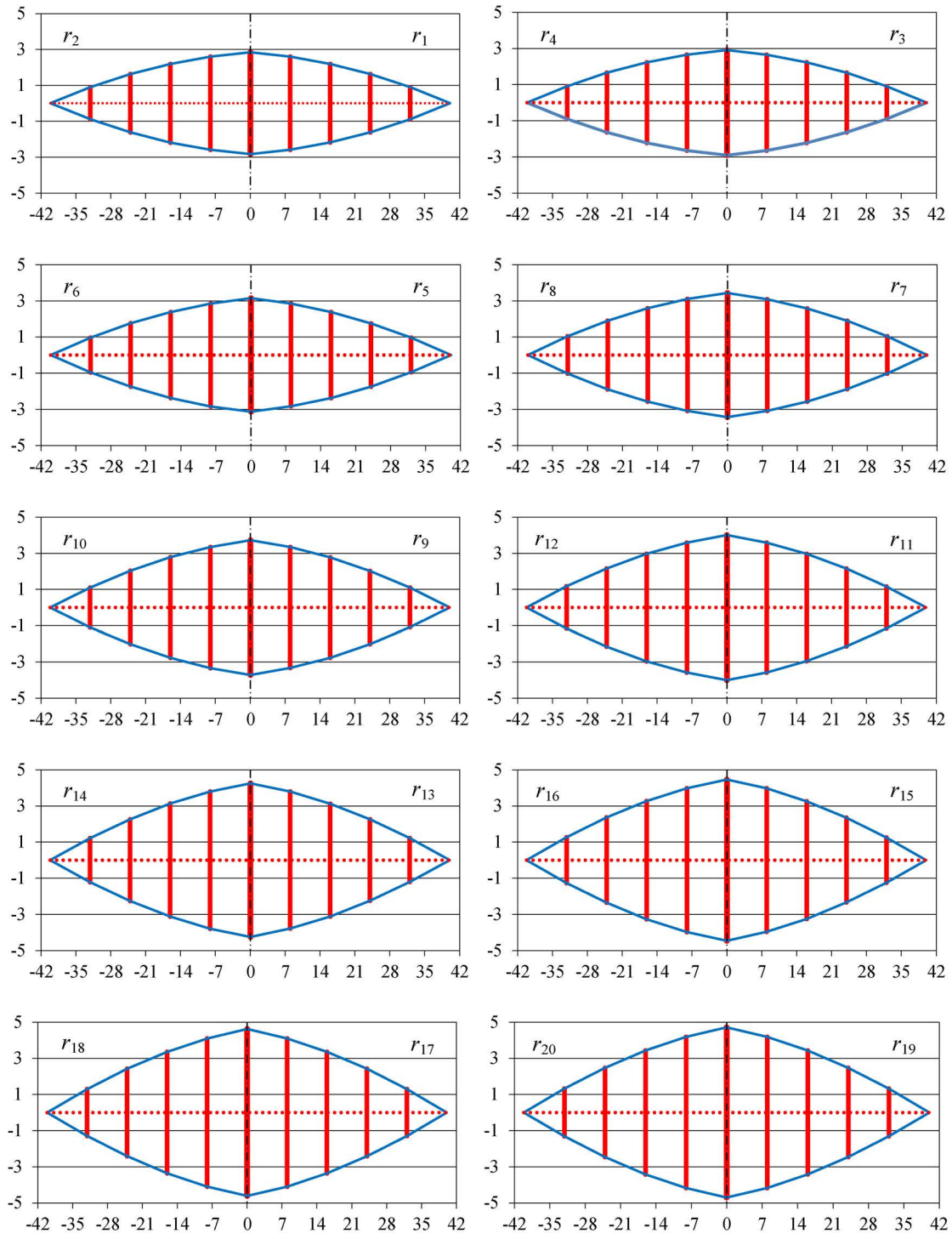


Figura 9. Perfil biconvexo de las diez parejas de radios de la RTRT sobre el Coliseo, desde r1-r2 hasta r19-r20, ordenadas de izquierda a derecha y de arriba a abajo. En el eje horizontal se representa la longitud de los radios y en el eje vertical la longitud de los mástiles, ambas dimensiones en metros.

3.2.7 Ejemplo de aplicación

Hemos aplicado este proceso para definir el perfil de los radios (figura 9) a partir del diseño en planta de una RTRT sobre el Coliseo (figura 6c). Los datos geométricos de partida son la longitud del mástil más alto (s_n=9.41 m) y el número de mástiles en cada radio (m=5). Además, en este proceso hemos supuesto estos otros parámetros: peso propio del material de cobertura g=0.05 KN/m², carga máxima descendente $q_{\downarrow}$=–0.75 KN/m², carga máxima ascendente $q_{\uparrow}$=–0.75 KN/m², aceros con f_y=355 N/mm² en el polígono exterior, con f_y=235 N/mm² en los mástiles y con f_y=1200 N/mm² en las cuerdas de los radios y en los polígonos interiores.

A partir de estos parámetros hemos estimado los siguientes esfuerzos máximos: en el polígono exterior, 12413 KN; en los polígonos interiores, entre 12264 y 12307 KN variando de menos a más desde t_1 hasta t_{n+1}; en las cuerdas de los radios, entre 1297 y 745 KN variando de más a menos desde r_1 hasta r_{2n}. De estos esfuerzos se derivan las siguientes secciones: en el polígo-

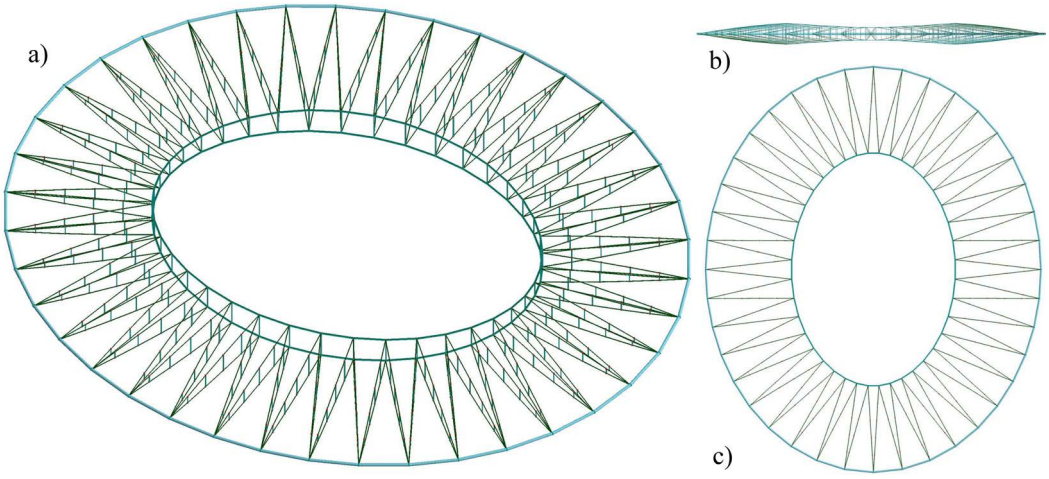


Figura 10. Diseño tridimensional la RTRT sobre el graderío del Coliseo: a) Axonometría, b) perfil y c) planta.

no exterior, tubo circular de 820x20 mm; en cada uno de los polígonos interiores, siete barras de 52 mm de diámetro; en las cuerdas de los radios, una barra cuyo diámetro varía entre 48 y 36 mm, de más a menos desde r_1 hasta r_{2n}; y finalmente, tubos circulares cuya sección varía entre 60x5 mm en los mástiles más bajos hasta 244.5x5 mm en los mástiles más altos. En la figura 10 hemos representado el diseño tridimensional de la RTRT sobre el graderío del coliseo. Este diseño es el resultado de combinar la forma en planta de la figura 6c con el perfil de cada uno de los radios de la figura 9.

Teniendo en cuenta su superficie en planta (16458 m²) y el peso total de sus elementos (373046 Kg) resulta una cuantía de 22.7 Kg/m² de acero. El 56% del peso corresponde al anillo exterior y el 44% al resto de elementos de la rueda. Así, tal y como indicábamos en la introducción, el dimensionado de la sección transversal del polígono exterior es, con diferencia, el factor más determinante en la optimización del material en este tipo de estructuras.

3.3. *Comportamiento ideal de la RTRT en situación de cargas permanentes*

En este sección describimos el proceso para encontrar las coordenadas (x^*, y^*, z^*) de los nudos de la RTRT deformada debido a las cargas permanentes. También encontramos de las reacciones verticales V_i en los apoyos situados en los vértices del polígono exterior.

3.3.1 *Deformación homotética en el plano*

A partir del esfuerzo axil N de compresión uniforme en el polígono exterior, estimado en el apartado 3.2.4, podemos calcular las coordenadas (x^*, y^*) de los nudos de la RTRT deformada homotéticamente en planta (42). Podemos calcular las coordenadas (a^*, b^*) mediante la misma ecuación sustituyendo x_i^* por a_i^* e y_i^* por b_i^*.

$$\begin{cases} x_i^* = x_i \left(1 - \dfrac{N}{EA_c}\right) \\ y_i^* = y_i \left(1 - \dfrac{N}{EA_c}\right) \end{cases} \tag{42}$$

3.3.2 *Cálculo de las reacciones y desplazamientos verticales*

Debido a la acción de las fuerzas G, los nudos de la rueda también se desplazan en el eje Z. Para encontrar las coordenadas z^* consideraremos, ahora sí, la deformación axil de las barras de la estructura, a excepción de la que se produciría en los mástiles, que consideraremos despreciable.

Entonces, planteamos un sistema de $12nm+3n+1$ ecuaciones (43 a 56). Las ecuaciones 43 a 49 definen la longitud deformada de cada barra en función de los desplazamientos verticales. Las ecuaciones 50 y 51 definen los esfuerzos de tracción de las cuerdas de los radios y de los polígonos interiores, teniendo en cuenta que la relación entre la longitud de la barra deformada y su proyección en planta es la misma que hay entre el esfuerzo de la barra el esfuerzo de la barra proyectada en el diseño en planta. Los parámetros de entrada $H_{1',1}$, $H_{1',2}$, $H_{n',1}$, $H_{n',2}$, son las fuerzas de reacción horizontales en los extremos del primer cuadrante de los polígonos interiores. Estos parámetros provienen de una relación $H_{1',1}/H_{1'}$, que es idéntica a $H_{n',1}/H_{n'}$, fijada previamente de forma arbitraria. En general $0.5 \le H_{1',1}/H_{1'} \le 0.75$ y los desplazamientos verticales resultarán mayores cuanto más pequeña sea esta relación. Las ecuaciones 52 a 56 definen el equilibrio de fuerzas verticales en los mástiles y en los apoyos de la rueda teniendo en cuenta las fuerzas gravitatorias que actúan en estos puntos y la componente vertical de las fuerzas de las barras traccionadas que inciden en cada nudo.

$$z^*_{i,2,j} = z^*_{i,1,j} + s_{i,j}, i = 1 \div 2n, j = 2 \div m \tag{43}$$

$$z^*_{i,2} = z^*_{i,1} + s_i, i = 1 \div n \tag{44}$$

$$t^*_{i,j} = \sqrt{t^{*2}_i + \left(z^*_{i,j} - z^*_{i-1,j}\right)^2}, i = 2 \div n, j = 1 \div 2 \tag{45}$$

$$r^*_{i,j,k} = \sqrt{\left(\frac{r^*_i}{m}\right)^2 + \left(z^*_{i,j,k+1} - z^*_{i,j,k}\right)^2}, i = 1 \div 2n, j = 1 \div 2, k = 2 \div m-1 \tag{46}$$

$$r^*_{i,j,m} = \sqrt{\left(\frac{r^*_i}{m}\right)^2 + z^{*\,2}_{i,j,m}}, i = 1 \div 2n, j = 1 \div 2 \tag{47}$$

$$r^*_{2i-1,j,m} = \sqrt{\left(\frac{r^*_{2i-1}}{m}\right)^2 + \left(z^*_{i,j} - z^*_{2i-1,j,2}\right)^2}, i = 1 \div n, j = 1 \div 2 \tag{48}$$

$$r^*_{2i,j,1}=\sqrt{\left(\frac{r^*_{2i}}{m}\right)^2+\left(z^*_{i,j}-z^*_{2i,j,2}\right)^2}\ ,i=1\div n,j=1\div 2 \tag{49}$$

$$N_{i,j}=\frac{N_i H_{1',j} t^*_{i,j}}{-H_1 t^*_i}\ ,i=1\div n+1,j=1\div 2 \tag{50}$$

$$P_{i,j,k}=\frac{P_i H_{1',j} m r^*_{i,j,k}}{-H_1 r^*_i},i=1\div 2n,j=1\div 2,k=1\div m \tag{51}$$

$$\begin{aligned}&G_{i,j}-\sqrt{P_{i,1,j-1}{}^2-\left(\frac{P_i H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}+\sqrt{P_{i,1,j}{}^2-\left(\frac{P_i H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}\\&+\sqrt{P_{i,2,j-1}{}^2-\left(\frac{P_i H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}+\sqrt{P_{i,2,j}{}^2-\left(\frac{P_i H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}=0\\&i=1\div 2n,j=2\div m\end{aligned} \tag{52}$$

$$\begin{aligned}&G_{T,i}+\sqrt{P_{2i-1,1,1}{}^2-\left(\frac{P_{2i-1} H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}-\sqrt{P_{2i-1,2,1}{}^2-\left(\frac{P_{2i-1} H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}\\&+\sqrt{P_{2i,1,1}{}^2-\left(\frac{P_{2i} H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}-\sqrt{P_{2i,2,1}{}^2-\left(\frac{P_{2i} H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}\\&+\sqrt{N_{i,1}{}^2-\left(\frac{N_i H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}-\sqrt{N_{i,2}{}^2-\left(\frac{N_i H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}\\&-\sqrt{N_{i+1,1}{}^2-\left(\frac{N_{i+1} H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}+\sqrt{N_{i+1,2}{}^2-\left(\frac{N_{i+1} H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}=0\\&i=2\div n-1\end{aligned} \tag{53}$$

$$\begin{aligned}&(G_{C,i}+V_i)-\sqrt{P_{2i-2,1,m}{}^2-\left(\frac{P_{2i-2} H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}+\sqrt{P_{2i-2,2,m}{}^2-\left(\frac{P_{2i-2} H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}\\&-\sqrt{P_{2i-1,1,m}{}^2-\left(\frac{P_{2i-1} H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}+\sqrt{P_{2i-1,2,m}{}^2-\left(\frac{P_{2i-1} H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}=0\\&i=2\div n\end{aligned} \tag{54}$$

$$(G_{C,1}+V_1)-\sqrt{P_{1,1,m}{}^2-\left(\frac{P_1 H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}+\sqrt{P_{1,2,m}{}^2-\left(\frac{P_1 H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}=0 \tag{55}$$

$$(G_{C,n+1}+V_{C,n+1})-\sqrt{P_{2n,1,m}{}^2\left(\frac{P_{2n} H_{1',1}}{-H_1}\right)^2}+\sqrt{P_{2n,2,m}{}^2\left(\frac{P_{2n} H_{1',2}}{-H_1}\right)^2}=0 \tag{56}$$

Los parámetros de entrada son: m, n, N, N_i con $i=1\div n+1$, P_i con $i=1\div 2n$, H_1, H_{n+1}, $H_{1',1}$, $H_{1',2}$, $H_{n',1}$, $H_{n',2}$, $G_{C,i}$ con $i=1\div n+1$, $G_{T,i}$ con $i=1\div n$, $G_{i,j}$ con $i=1\div 2n$ y $j=2\div m$, s_i con $i=1\div n$, $s_{i,j}$ con $i=1\div 2n$ y $j=2\div m$, t^*_i con $i=1\div n+1$, $t^*_{1,j}$ y $t^*_{n+1,j}$ con $j=1\div 2$, r^*_i con $i=1\div 2n$. Las incógnitas son: $z^*_{i,j}$ con $i=1\div n$ y $j=1\div 2$, $z^*_{i,j,k}$ con $i=1\div 2n$, $j=1\div 2$ y $k=2\div m$, V_i con $i=1\div n+1$, $r^*_{i,j,k}$ con $i=1\div 2n$, $j=1\div 2$ y $k=1\div m$, $t^*_{i,j}$ con $i=2\div n$ y $j=1\div 2$, $P_{i,j,k}$ con $i=1\div 2n$, $j=1\div 2$ y $k=1\div m$, y $N_{i,j}$ con $i=1\div n+1$ y $j=1\div 2$.

Para resolver este sistema, procedemos con un método iterativo. Primero renombramos todas las incógnitas del sistema como ui con $i=1\div 12nm+3n+1$. Entonces, inicialmente generamos un punto de arranque $P_\alpha=(u_1,u_2,\ldots,u_{12nm+3n+1})_\alpha\in\mathbb{R}^{12nm+3n+1}$ del método a partir de las coordenadas (x^*, y^*, z) correspondientes a la estructura deformada solamente en planta, y con las fuerzas obtenidas en el diseño en planta y el diseño del perfil de los radios. Entonces, realizaremos un cálculo iterativo para encontrar el punto $P\mu$. Este punto será la resolución del sistema con una tolerancia $\tau=\sum_{i=1}^{12nm+3n+1}\left|f_i(P_\mu)\right|<10^{-3}$. Para encontrar $P\mu$ consideramos una función H: $\mathbb{R}^{12nm+3n+1}\rightarrow\mathbb{R}$ tal que $H(u)=\sum_{i=1}^{12nm+3n+1}\left(f_i(u)\right)^2$ donde $u=(u_1,u_2,\ldots,u_{12nm+3n+1})$.

Aplicamos entonces el método de las variedades de nivel [29]. Al igual que el bien conocido Newton-Raphson, este método también es iterativo, pero, a diferencia de lo que suele ser habitual en los algoritmos utilizados en programas de análisis no-lineal de estructuras, se alcanza la convergencia sin necesidad de aplicar pasos de carga de manera incremental. A continuación pasamos a describirlo de forma detallada.

Consideramos la variedad de nivel $V^{(0)}\subset\mathbb{R}^{12nm+3n+1}$ de la función $H(u)$ por el punto de arranque $u^{(0)}=P_\alpha$. Podría visualizarse en el hipotético caso de H en $\mathbb{R}^2$ las variedades de nivel como curvas planas que encierran a ω, la gráfica de H estaría en $\mathbb{R}^3$ con la imagen de una hipersuperficie parecida a un de pozo cóncavo con fondo en el punto $(\omega,H(\omega))=(\omega,0)\in\mathbb{R}^3$. Usando la dirección de la recta normal a la variedad de nivel $V^{(0)}$, la cual es de codimensión 1, desde el punto inicial de arranque $u^{(0)}=P_\alpha$ nos movemos hasta llegar a otra variedad de nivel $V^{(1)}$ en otro punto $u^{(1)}$, de tal manera que el contacto de la recta normal a la variedad de nivel $V^{(0)}$ sea tangencial a la de nivel $V^{(1)}$. Repetimos el proceso empezando por el punto $u^{(1)}$ y nos movemos sobre la normal a la variedad $V^{(1)}$ hasta llegar al contacto tangencial $u^{(2)}$ con otra variedad de nivel $V^{(2)}$ con nivel inferior. Y así sucesivamente. Como $H(u^{(0)})>H(u^{(1)})>H(u^{(2)})>\ldots$ entonces, siguiendo este proceso nos aproximamos al punto de nivel más pequeño de $H(u)$ que es ω. Este proceso iterativo geométrico se expresa analíticamente con la siguiente ecuación recurrente (57):

$$u^{(k+1)}=u^{(k)}-\lambda_k\nabla H(u^{(k)}) \tag{57}$$

donde ∇H es el gradiente de H y donde $\lambda_k>0$ con k=0, 1, 2,… la cual debe ser determinada a cada paso.

Para determinar λ_k, consideramos la función $\psi(\lambda)$: $\mathbb{R}\rightarrow\mathbb{R}$ con $\psi(\lambda)=H(u^{(k)})$, que es la variación de nivel H, sobre la normal a en $V^{(k)}$. Y deberíamos tomar $\lambda_k=\lambda$ tal que $\psi(\lambda_k)$ sea mínimo. En vez de encontrar el verdadero $\lambda_k=\lambda$ que minimice $\psi(\lambda)$, mediante aproximaciones lineales de desarrollos de Taylor, encontramos la siguiente ecuación (58):

$$\lambda_k=\frac{1}{2}\ \frac{f(u^k)\,Jf(u^{(k)})\,Jf(u^{(k)})^t\,f(u^{(k)})^t}{f(u^k)\,Jf(u^{(k)})\,Jf(u^{(k)})^t\,Jf(u^{(k)})\,Jf(u^{(k)})^t\,f(u^{(k)})^t} \tag{58}$$

donde $f(u^k)=\left(f_1(u^{(k)}),\ldots,f_{12nm+3n+1}(u^{(k)})\right)$ y donde $Jf(u^{(k)})$ es la matriz jacobiana de $f(u)$ calculada en $u^{(k)}$.

$$Jf\left(u^{(k)}\right)=\begin{pmatrix}\frac{\partial f_1}{\partial u_1}&\frac{\partial f_1}{\partial u_1}&\cdots&\frac{\partial f_1}{\partial u_{12nm+3n+1}}\\\frac{\partial f_2}{\partial u_1}&\frac{\partial f_2}{\partial u_2}&\cdots&\frac{\partial f_2}{\partial u_{12nm+3n+1}}\\\cdot&\cdot&\cdots&\cdot\\\frac{\partial f_{12nm+3n+1}}{\partial u_1}&\frac{\partial f_{12nm+3n+1}}{\partial u_2}&\cdots&\frac{\partial f_{12nm+3n+1}}{\partial u_{12nm+3n+1}}\end{pmatrix}\left(u^{(k)}\right)$$

Se puede demostrar que $\nabla H(u^{(k)})=2f(u^{(k)})Jf(u^{(k)})$, así que el proceso iterativo está definido en la siguiente ecuación (59):

$$u^{(k+1)} = u^{(k)} - \lambda_k \, 2f(u^{(k)})Jf(u^{(k)}) \tag{59}$$

con $u^{(0)} = P$ hasta encontrar $P_\mu = (u_1, u_2, \ldots, u_{12nm+3n+1}) \in \mathbb{R}^{12nm+3n+1}$ tal que $\sum_{i=1}^{12nm+3n+1} |f_i(P_\mu)| < 10^{-3}$.

3.3.3 *Definición del pretensado*

Introducimos el pretensado por medio de un acortamiento impuesto ($\Delta r_{0i,j,k}$ y $\Delta t_{0,i,j}$) en estas barras. Estos acortamientos impuestos permiten una deformación homotética en el plano de la RTRT cuando actúan las fuerzas G. Para calcularlos utilizamos las siguientes ecuaciones (60a y 60b):

$$\Delta r_{0,i,j,k} = \frac{P_{i,j,k} r_{i,j,k}}{EA_{i,j,k}} + (r^*_{i,j,k} - r_{i,j,k}) \;, i=1\div 2n, j=1\div 2, k=1\div m$$
$$\Delta t_{0,i,j} = \frac{N_{i,j} r_{i,j}}{EA_{i,j}} + (t^*_{i,j} - t_{i,j}) \;, i=1\div 2n, j=1\div 2 \tag{60a y 60b}$$

3.3.4 *Estabilidad lateral y arriostramiento de los radios*

Una inestabilidad lateral de los radios se produce cuando, después de superar el valor de carga crítica, los mástiles pierden la verticalidad y desplazan las cuerdas superior e inferior hacia lados opuestos, fuera del plano vertical del radio (figura 11a). El desplazamiento lateral suele estar impedido en el extremo superior de los mástiles por la membrana de cubierta (figura 11b). El arriostramiento del extremo inferior obliga a disponer barras tensoras formando triangulaciones en el plano vertical perpendicular al plano del radio (figura 11c). Un mástil arriostrado de este modo no puede desviarse libremente fuera del plano del radio sin que actúen las triangulaciones. Sin embargo, si no se desea disponer arriostramientos de este tipo en todos los mástiles, es posible comprobar la estabilidad lateral considerando una longitud libre del radio igual a la distancia entre mástiles arriostrados. Esta comprobación se realiza comparando el valor de carga crítica con la carga real del radio. El valor de carga crítica depende principalmente de la distancia entre arriostramientos, de la longitud de los mástiles y de la fuerza de pretensado de las cuerdas. Existe diversa formulación para poder realizar esta comprobación de forma analítica [30-33]. Cabe analizar esta cuestión detenidamente ya que ha sido causa de colapso de estructuras similares en el pasado [34].

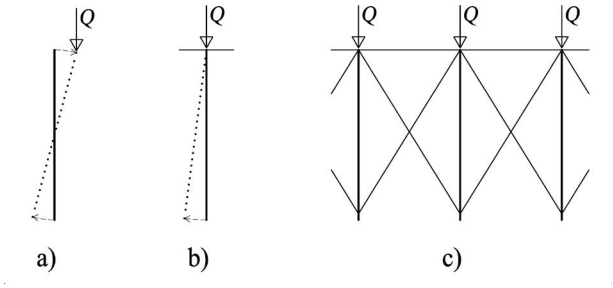


Figura 11. Situaciones de inestabilidad lateral de un radio considerando: a) desplazamiento libre de los extremos de un mástil fuera del plano del radio, b) desplazamiento libre del extremo inferior y arriostrado en el extremo superior mediante la membrana de cubierta, y c) arriostramiento de ambos extremos mediante barras tensoras formando triangulaciones.

3.3.5 *Modelo de análisis para la validación del diseño resultante*

A través de los procesos descritos en la sección 3.3 hemos calculado las coordenadas (x^*, y^*, z^*) y los acortamientos$\Delta r_{0i,j,k}$ y $\Delta t_{0,i,j}$ para introducir el pretensado en la RTRT sobre el Coliseo, cuyo diseño geométrico en planta y perfil está definido en las figuras 6c, 9 y 10. Después hemos analizado un modelo de la RTRT mediante el *software Autodesk Robot Structural Analysis*. Este *software* realiza un cálculo considerando la no-linealidad geométrica con grandes desplazamientos. Para ello utiliza un algoritmo Newton-Raphson con pasos de carga de manera incremental. Así, hemos comprobado que, efectivamente, la RTRT se comporta idealmente. Es decir, en situación de cargas permanentes, el esfuerzo de compresión es sensiblemente uniforme en todos los lados del polígono exterior (figura 12a), la deformación en planta se produce de manera homotética (figura 12c), por lo cual los mástiles mantienen su verticalidad después de deformarse (figura 12b).

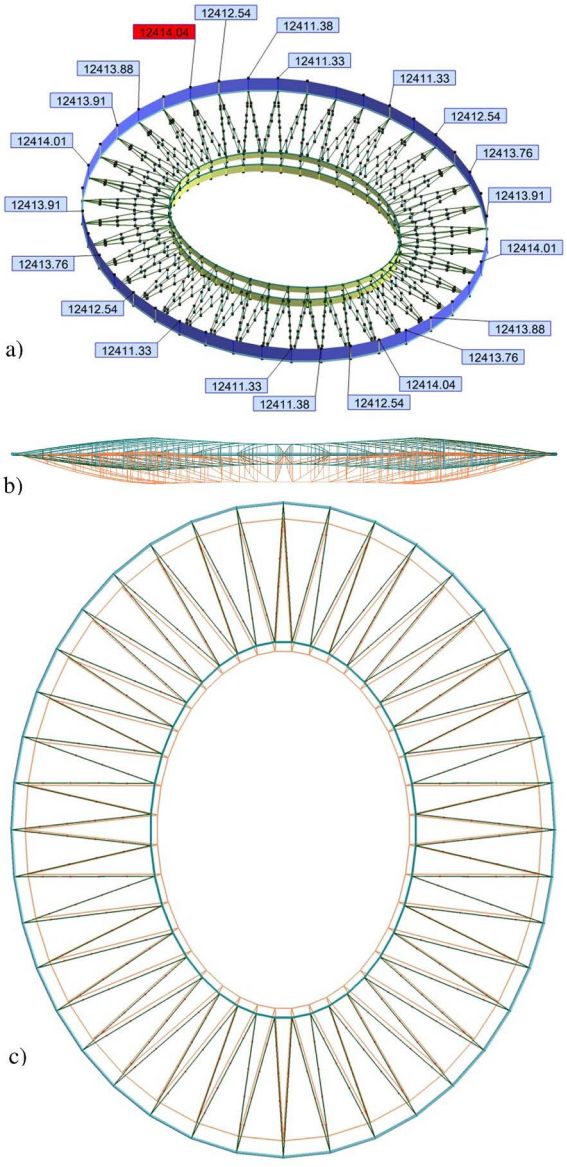


Figura 12. Resultados del modelo de validación con *Autodesk Robot Structural Analysis*: a) Diagrama de esfuerzos axiles con valores de compresión en el polígono exterior, b) y c) perfil y planta de la estructura deformada (en color gris se muestra la forma original y en color naranja la deformada).

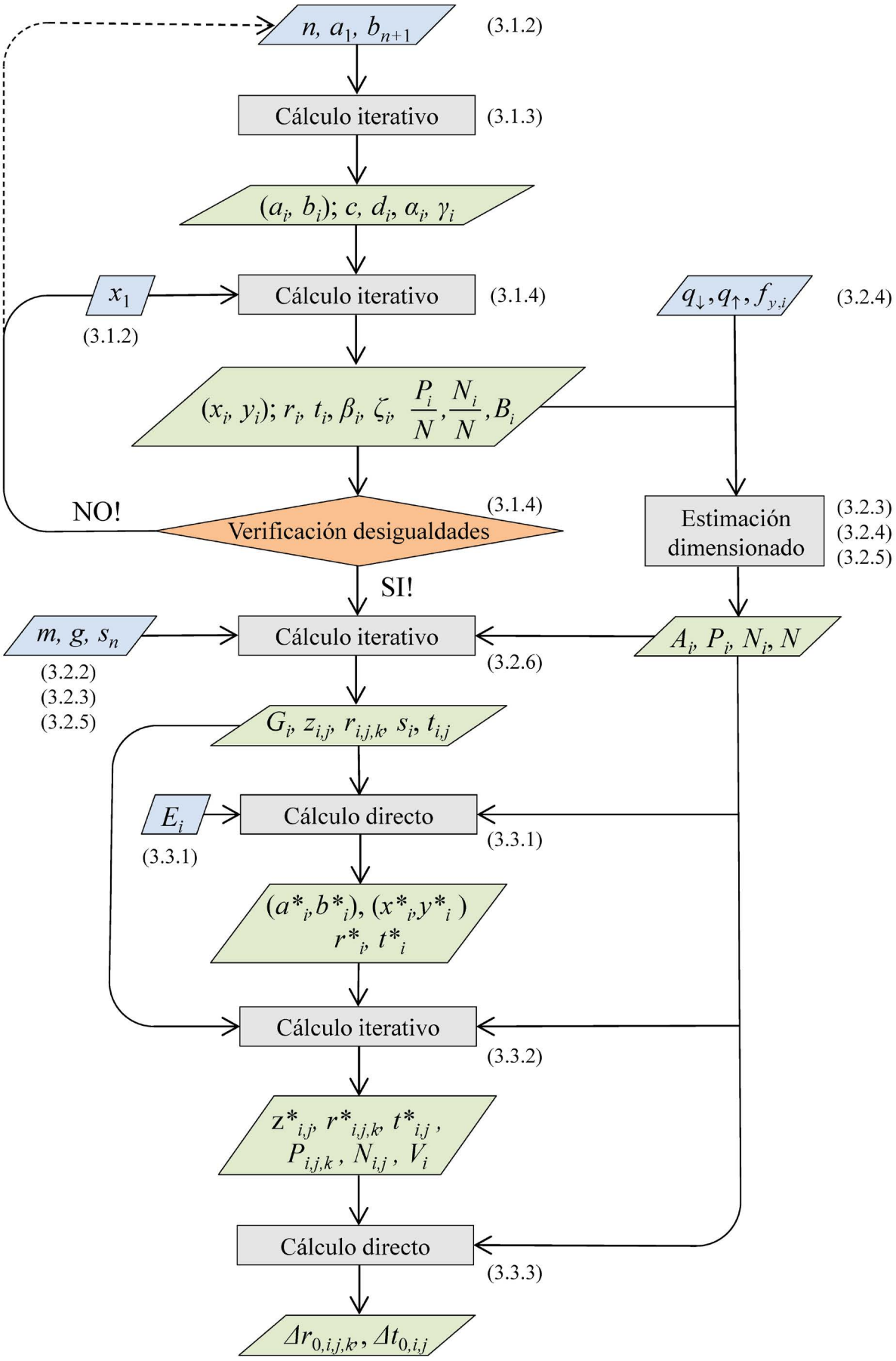


Figura 13. Diagrama de flujos del procedimiento de diseño paramétrico de una RTRT con perfil biconvexo y planta elíptica.

4.
RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARAMÉTRICO

En la figura 13 hemos representado un resumen del procedimiento de diseño paramétrico para una RTRT con un diagrama donde se muestran los parámetros de entrada (en azul), los procesos de cálculo (en gris) y los parámetros resultantes (en verde). Entre paréntesis hemos indicado el apartado del artículo en el cual se definen cada uno ellos.

En la primera fase del procedimiento, a partir del número (n) de lados de un cuadrante, de los semiejes de la elipse (a_1, b_{n+1}) y la coordenada (x_1) que define la profundidad de la rueda en el eje X, mediante dos cálculos iterativos obtenemos el diseño en planta y la distribución relativa ideal de fuerzas en el plano del polígono exterior. En la segunda fase, primero, a partir de los valores de carga máxima ascendente ($q_\uparrow$), carga máxima descendente ($q_\downarrow$) y de la resistencia (f_i) del acero en el límite elástico, estimamos los esfuerzos máximos de las barras y el dimensionado sus secciones transversales; después, a partir del número (m) de mástiles en cada radio, del valor de carga permanente (g) de la cubierta y de la longitud (S_n) de los mástiles más altos de cada radio, a través de un cálculo iterativo, obtenemos el perfil de los radios. En la tercera fase, primero, a partir del módulo de elasticidad (E_i), mediante un cálculo directo obtenemos las coordenadas (x^*, y^*) de la deformación en planta de la RTRT; después, mediante un cálculo iterativo, obtenemos las coordenadas (z^*) de la estructura deformada, y el alargamiento de todas las barras; por último, mediante un cálculo directo obtenemos los acortamientos iniciales ($\Delta r_{0i,j,k}$) y ($\Delta t_{0,i,j}$) de las barras traccionadas, necesarios para introducir las fuerzas de pretensado.

5.
CONCLUSIONES

Hemos presentado un procedimiento de diseño paramétrico de ruedas trianguladas de radios traccionados (RTRT) con perfil biconvexo e inscritas en una planta elíptica. Estas RTRT podrían ser utilizadas para cubrir graderíos con la misma forma en planta, como los ejemplos de los anfiteatros romanos que mostramos. A partir de unos pocos parámetros de entrada, este procedimiento permite definir la geometría de la RTRT y las fuerzas de pretensado necesarias para que, en situación de cargas gravitatorias permanentes, la deformada sea una homotecia en planta de la forma original. Así, en tal situación, el único esfuerzo en el polígono exterior es una compresión uniforme. Esto iguala sus condiciones de dimensionado con las que tendría el polígono exterior de una RTRT inscrita en una circunferencia.

Todos los procesos descritos en este artículo podrían automatizarse mediante la programación de algoritmos compilados en una herramienta de diseño paramétrico asistido por ordenador. Por este motivo creemos que el procedimiento presentado en este artículo podría ser útil para conseguir diseños optimizados de este tipo de estructuras de cubierta.

Referencias

[1] Carfrae, T. (2006) The structure of stadia: From exoskeletons to haute couture. *Australian Journal of Structural Engineering* 6 (3): 169-180. https://doi.org/10.1080/13287982.2006.11464953.

[2] Göppert, K. (2013) New stadium projects. Proceedings of the VI International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures. High tension–tensile architecture new stadium projects, ed. K. U. Bletzinger, B. Kröplin y E. Oñate, 21-26. Barcelona: CIMNE.

[3] Kim, H. (2017) Structural performance of spoke wheel systems. Tesis de Master, Massachusetts Institute of Technology.

[4] Göppert, K. (2012) Interdisziplinäres Entwerfen von Stadien: Unter großen Dächern. *Bautechnik* 89 (10): 694-700. https://doi.org/10.1002/bate.201200049.

[5] Masubuchi, M. (2012) Conceptual and structural design of adaptive membrane structures with spoke wheel principle: Folding to the perimeter, Tesis de Master, University of Berlin.

[6] Zanelli, A. (2015) Architectural fabric structures in the refurbishment of archeological and cultural heritage areas, en: Llorens, J. I. (Ed.), *Fabric Structures in Architecture*, pp. 481-527, Cambridge, Woodhead Publishing-Elsevier. https://doi.org/10.1016/B978-1-78242-233-4.00015-2.

[7] Sdino, L., Rosasco, P., Novi, F., Porcile, G. (2018) The evaluation of actions aimed at enhancing the cultural heritage: the case study of the Colosseum roofing. *Valori e Valutazioni* 20: 97-107.

[8] Bergermann, R., Göppert, K. (2000) Das Speichenrad: Ein Konstructionsprinzip für weitgespannte Dachkonstruktionen. *Stahlbau* 69 (8): 595:604. https://doi.org/10.1002/stab.200002200.

[9] Liu, R., Xue, S., Sun, G., Li, X. (2014) Formulas for the derivation of node coordinates of annular crossed cable-truss structure in a pre-stressed state. *Journal of the International Association of Shell and Spatial Structures* 55 (4): 223-228.

[10] Liu, R., Xue, S., Cao, J., Li, X. (2022) Analysis on single-layer hyperbolic cable net structure schemes of stadium roof. *Journal of Building Structures* 43 (9): 269-276. https://doi.org/10.14006/j.jzjgxb.2021.0247.

[11] Fuller, R. B., Applewhite, E. J. (1975) Synergetics. Explorations in the geometry of thinking. New York, Macmillan Publishing Co.

[12] Geiger, D. (1988) *Roof Structure*. U. S. Patent nº 4,736,553.

[13] Yao, Y. L., Dong, S. L., Ma, G. Y. (2011) Configuration, classification and development of large-span tensile cable-truss structures. *Advanced Materials Research* 255-260: 225-229. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.255-260.225.

[14] Holzer, D., Hough, R., Burry, M. (2007) Parametric design and structural optimization for early design exploration. *International Journal of Architectural Computing* 5 (4): 625-643. https://doi.org/10.1260/147807707783600780.

[15] Hladik, P., Lewis, C. J. (2010) Singapore National Stadium Roof. *International Journal of Architectural Computing* 3 (8): 257-277. https://doi.org/10.1260/1478-0771.8.3.257.

[16] Lachauer, L., Jungjohann, H., Kotnik, T. (2011) Interactive parametric tools for structural design. *Proceedings of the IABSE-IASS Syposium*, London.

[17] Preisinger, C., Heimrath, M. (2014) Karamba-a toolkit for parametric structural design. *Structural Engineering International* 24 (2): 217-221. https://doi.org/10.2749/101686614X13830790993483.

[18] Danhaive, R. A., Mueller, C. (2015) Combining parametric modeling and interactive optimization for high-performance and creative structural design. *Proceedings of the IASS Syposium*, 17-20 Agosto 2015, Amsterdam.

[19] Brown, N., De Oliveiria, J., Ochsendorf, J., Mueller, C. (2016) Early-stage integration of architectural and structural performance in a parametric multi-objective design tool. *International conference on structures and architecture*. Guimaraes, Portugal.

[20] Pan, W., Turrin, M., Louter, C., Sariiyildiz, S., Sun, Y. (2019) Integrating multi-functional space and long-span structure in the early design stage of indoor sports arenas by using parametric modeling and multi-objective optimization. *Journal of Building Engineering* 22: 464-485. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.01.006.

[21] Formigé, J. (1964) L'Amphithéâtre d'Arles. *Revue Archéologique* 2: 113-163.

[22] Benario, H. W. (1981) Amphitheatres of the Roman World. *The Classical Journal* 76 (3): 255-258.

[23] Tamai, H. (2019) Geometric approach to form finding of a spoke wheel system: Mathematical explanations. *Proceedings of the IASS Syposium*, 7-10 October 2019, Barcelona.

[24] Tellier, X., Douthe, C., Hauswirth, L., Baverel, O. (2021) Funicularity of conics. *Acta Mechanica* 232 (8): 3179-3191. https://doi.org/10.1007/s00707-021-02987-6.

[25] Schlaich Bergermann Partner web. http://www.sbp.de/en/, (consultada en 05.23).

[26] Gabrielle G. A., Ragsdell, K. M. (1977) Reduced Gradient Method: A reliable tool for optimal design. *Journal of Manufacturing Science and Engineering* 99 (2): 394-400. https://doi.org/10.1115/1.3439249.

[27] Cabello, A. (2018) Predimensioning sub-space for spoke-wheel roofs. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures* 59 (2): 119-130. https://doi.org/10.20898/j.iass.2018.196.875.

[28] Saliklis, E. (2019) The funicular and moments, en: Saliklis, E (Ed.), *Structures: A Geometric Approach. Graphical Statics and Analysis*, pp. 57-94, Cham/Switzerland, Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-319-98746-0.

[29] Demidovich, B. P., Maron, I. A. (1963) Fundamentals of computational mathematics, Fizmatgiz, Moscú.

[30] Irvine, H. M., Jennings, P. C. (1975) Lateral stability of cable truss. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 101 (4): 403-416. https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0002030.

[31] Irvine, H. M. (1978) Effect of tension changes on cable truss stability. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 104 (2): 491-497. https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0002346.

[32] Tomka, P. (1997) Lateral stability of cable structures. *International Journal of Space Structures* 12 (1): 19-27. https://doi.org/10.1177/026635119701200103.

[33] Wu, M. (2008) Analytical method for the lateral buckling of the struts in beam string structures. *Engineering Structures* 30 (9): 2301-2310. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.008.

[34] Peiró, P. (2013) La cubierta de las Ventas se hundió por un error de diseño que la hizo inestable. *El País*, 20 de Marzo.

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2024
https://doi.org/10.33586/hya.2023.3094

Evaluation of Horizontal Loads in the Concept Design of Tall Building Concrete Structures

Evaluación de las acciones horizontales en el diseño conceptual de las estructuras de hormigón de edificios en altura

Carlos Muñoz-Blanc[*,a] **& Inma Fortea-Navarro**[b]

[a] *Serra Hunter Fellow, Departament de Tecnologia de l'Arquitectura (TA), E.T.S. Arquitectura Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)*

[b] *Lecturer, Departament de Tecnologia de l'Arquitectura (TA), E.T.S. Arquitectura Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)*

Recibido el 2 de agosto de 2022; revisado el 8 de septiembre de 2023, aceptado el 15 de septiembre de 2023

ABSTRACT

Horizontal forces, both from wind and seismic actions, govern in most cases the structural design of tall buildings. An accurate assessment of the magnitude of horizontal actions from initial project stages provides a valuable information for typology choice and preliminary sizing of members. This study develops an analytical evaluation of horizontal forces considering the dynamic effects in this type of buildings to be applied in the initial structural design stages. The research uses analytical methods based on current codes and standards together with numerical Finite Element models and graphic tools that provide a set of original data based on a benchmark case-study. It includes a sensitivity analysis that shows the influence that some parameters, such as structural damping, have in the magnitude of horizontal forces. The study provides new data and a visual analysis method for the two most complex actions in the design of tall buildings. The importance of wind against seism is shown while building stiffness decreases and dynamic effects increase transversal wind actions.

KEYWORDS: Wind load; across-wind vibration; vortex shedding; seismic action; modal analysis; structural damping.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

RESUMEN

Las fuerzas horizontales, tanto del viento como de las acciones sísmicas, gobiernan en la mayoría de los casos el diseño estructural de los edificios en altura. Una evaluación precisa de la magnitud de las acciones horizontales desde las etapas iniciales del proyecto proporciona información valiosa para la elección de la tipología y para el predimensionado de la estructura. Este estudio desarrolla una evaluación analítica de las fuerzas horizontales considerando los efectos dinámicos en este tipo de edificaciones, de aplicación en las fases iniciales del diseño estructural. La investigación utiliza métodos analíticos basados en las normativas actuales, combinado con modelos numéricos de elementos finitos y herramientas gráficas que proporcionan un conjunto de datos originales basados en el estudio de casos. Incluye un análisis de sensibilidad que muestra la influencia que tienen diversos parámetros, como el amortiguamiento de la estructura, en la magnitud de los esfuerzos horizontales. El estudio aporta nuevos datos y un método de análisis gráfico para las dos acciones más complejas en el diseño de los edificios en altura. Se muestra la importancia del viento frente al sismo a medida que la rigidez del edificio disminuye y los efectos dinámicos incrementan las acciones transversales del viento.

PALABRAS CLAVE: Acción eólica; vibración eólica transversal; desprendimiento de vórtices; acción sísmica; análisis modal; amortiguamiento estructural.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: carlos.munoz@upc.edu (Carlos Muñoz-Blanc)

How to cite this article: Muñoz-Blanc, C., & Fortea-Navarro, I. (2024). Evaluation of Horizontal Loads in the Concept Design of Tall Building Concrete Structures. *Hormigón y Acero*. 75(304):51-64 https://doi.org/10.33586/hya.2023.3094

1. INTRODUCTION

The magnitude of horizontal actions, those due to the wind action and those derived from seismic activity, defines the global strategies that lead to the structural design of tall buildings.

In a low-rise building, the main action of the wind is parallel to its direction and the dynamic effects are irrelevant. However, as the height and flexibility of the building increase, the aeroelastic phenomenon might govern its structural design. In such cases, the across-wind load and the torsional vibration must be evaluated in detail [1,2].

Wind is characterised by its dynamic nature [3]. Its global action in a building can be decomposed into three components [4]: the action that corresponds to the mean wind speed, the

background component and the resonant component (Figure 1). The background term is related to the quasi-static response of the fluctuating component of wind, considering that there is no dynamic amplification owing to a possible resonance phenomenon. However, the resonant component represents the amplification of the dynamic action when the frequency of wind is close to the frequency of the structure. The first two components depend fundamentally on the geometry of the building, but not on its stiffness. However, the resonant component depends on the dynamic response of the building and has a significant impact on the across-wind action and torsional vibration.

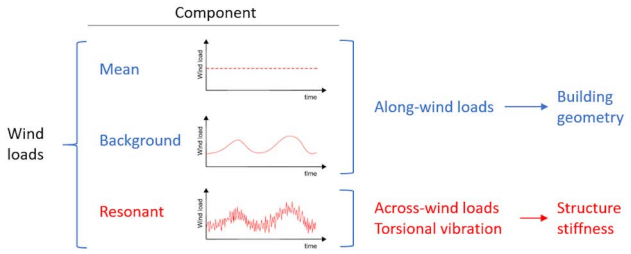


Figure 1. Components of the wind action in tall buildings.

The across-wind action depends mainly on vortex detachment and its detachment frequency [5]. If this frequency is close to the fundamental frequency of the building, resonance will occur, thus affecting the integrity of the structure and people comfort. Fluctuation of the wind pressure on the facades, owing to this vortex detachment and re-adherence, is also responsible for the torsional vibration. This torsional vibration is highly influenced by the torsional stiffness and the geometry of the plan. Torsional effects are relevant in buildings with elongated rectangular plans and when the building has less torsional stiffness. In addition, the eccentricity between the centre of rigidity and the pressure distribution on the facade increases the torsional vibration.

The dynamic wind action in the design of the structure is usually incorporated as equivalent static loads using the equivalent static wind load (ESWL) method. The determination of ESWL allows the combination of the wind action with all vertical loads in the stress analysis of the structural elements.

The procedure for defining ESWL has been widely studied in the field of structural designs. Park et al. presented the most important stages of the method [6], which are explained below in a simplified way from the point of view of the conceptual design of a building for calculating ESWL. The most relevant design stages are:

a) Conceptual design of the structure and typology definition. Determination of the preliminary member sizes.
b) Global analysis of the structure by considering its mechanical and dynamic properties and using a lumped-mass structural model.
c) With the climatological data of the site, the time histories of the aerodynamic loads on each floor are determined from the aerodynamic pressure obtained from a wind tunnel study or using a computational fluid dynamics model.
d) Dynamic analysis of the structure for each wind direction and velocity for obtaining the effective wind loads as a function of time on each floor. The wind loads are obtained as the sum of the inertial and aerodynamic forces applied at the centre-of-mass of each floor.
e) Determination of ESWL. A force is applied at the centre-of-mass of each floor in the two main directions of the building and in torsion.

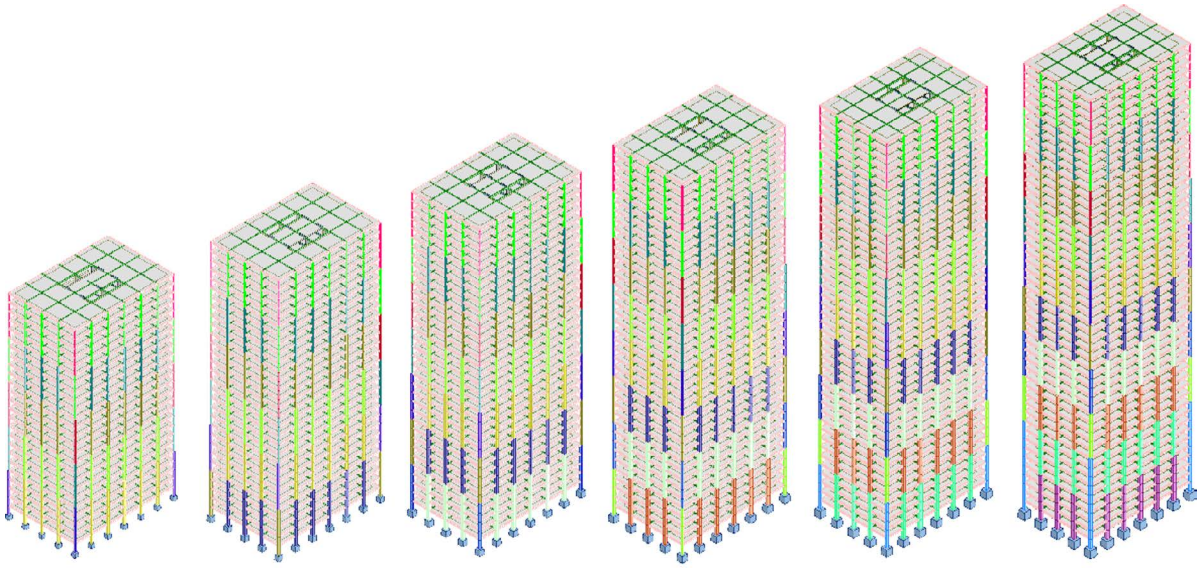
The ESWL method has been used as a framework for incorporating complex phenomena in the analysis of tall buildings. An example of this is the research carried out by Huang and Chen [7] for evaluating the influence of higher modes of vibration in tall buildings, or the work done by Chan et al. [8] in which the aeroelastic response of buildings has been included in the calculations along with 3-D coupled modes. Chan et al. [9] also highlighted the importance of updating the wind loads in tall buildings while developing their structural design and optimisation of the lateral stiffness.

In the case of earthquakes, the forces that are generated due to the acceleration of the ground increase as a function of the mass of the oscillating body. Although tall buildings have high fundamental periods that usually place them in the constant displacement range of the acceleration spectrum, the Eurocode [10] has established a minimum acceleration which implies that as the height of a building increases, the horizontal seismic forces on it also grow because of the increase in the dynamic mass that must be considered.

In addition, seismic actions also produce torsional effects in buildings that need to be included in the structural design. Although the building has full symmetry of stiffness and masses, and the analysis of horizontal seismic forces do not characterise a torsional response, this effect must always be included. The analysis cannot consider possible variations in the stiffness and the distribution of masses, or a torsional component of the ground vibration. All these accidental torsional effects are considered in codes including an accidental eccentricity.

The project of a tall building structure must always be based on detailed performance-based designs. The precise evaluation of wind actions is usually based on the development of experimental wind tunnels or the computational fluid dynamics models. In the case of tall buildings, the high-frequency force balance method (HFFB) used in wind tunnels has several limitations. The method does not consider the influence of higher vibration modes correctly and some modifications must be made for non-linear modal shapes. In addition, the model must be completely rigid to obtain accurate results. In the case of tall buildings, it is difficult to achieve a completely rigid real model. Hence, it is more appropriate to use the high-frequency pressure integration (HFPI) method, published by Irwin and Kochanski [11], using which the time histories of the modal loads in each vibration mode can be obtained. This is also the case with computational models, in which tall buildings require complex fluid-structure analysis, either coupled or uncoupled, but considering the vortex shedding phenomenon and the dynamic response of the building. Wijesooriya et al. [12] proposed an analytical method to evaluate the structural response of tall buildings.

One of the problems in the analysis of seismic forces is the use of numerical methods for evaluating the effect of a seismic event in a tall building during its concept design stage when some of the structural features of the building could be unknown. Although there are simplified linear elastic meth-



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

Figure 2. Geometries considered in the study. (a) height of 87.5 m, (b) height of 105 m, (c) height of 122.5 m, (d) height of 140 m, (e) height of 157.5 m, and (f) height of 175 m.

ods such as the lateral force method (LFM) for evaluating the seismic forces, they cannot be used in tall buildings due to the high fundamental periods (always > 2.0 s) that characterise these buildings and the influence of the vibration modes that are higher than the fundamental mode in the vibrational response of the structure.

Another widely used linear elastic method, the modal response spectrum analysis, is applicable to any type of building. However, it requires the development of numerical analysis models and thus cannot be considered as a preliminary evaluation method for the seismic action in the concept design stage of a building.

Alternatively, seismic structural design can also be performed using advanced nonlinear analysis methods such as the nonlinear static analysis (pushover). Liu et al. proposed the use of spectrum-based pushover analysis to evaluate the seismic demand in reinforced concrete shear walls in tall buildings [13], including the consideration of the coupling modes in the vibration analysis of the building. However, the evaluation of seismic forces in the initial design phases is not the objective of these advanced methods.

The inclusion of the horizontal actions that affect the building is a key aspect that must be incorporated at the beginning of the project. The concept design stage is one of the most important stages of the project during which the most appropriate structural typology is defined and the preliminary sizing of the elements is carried out.

Although it is a common practice in the structural design of tall buildings to compare the base shear due to wind and earthquake actions in the early stages of their designing, the objective of this study is to improve this common comparative analysis by developing a graphical and analytical method that aims to be generic enough to define a boundary in the structural behaviour. This makes it possible to differentiate whether the wind governs only the serviceability design or whether it will also influence the resistance design.

In this case, it is important to consider that it is not possible to define universal design rules that cover all design cases because of the large number of parameters that determine the horizontal forces. In addition, they depend on the specific aspects of each project, such as the shape of the building or the building site.

However, it is possible to assess whether the wind or seismic actions will govern the design and also calculate the magnitude of these actions at the initial stage of the project. This is possible as long as the building is sufficiently generic.

This study uses analytical methods to determine the base shears of a building for wind as well as seismic actions. The proposed analytical method defines the horizontal action that governs the design and calculates the magnitude of the forces for different building heights and different ground accelerations. A graphic analysis has been performed to evaluate the influence of these forces on the structural design of the building. This graphic-analytical methodology is complemented with a sensitivity study of the variables that influence the determination of the forces.

The present paper provides graphical and analytical tools to evaluate the relevance of wind and seismic actions in a tall building from its concept design stage to the application of the ESWL method.

2. NUMERICAL MODEL ANALYSIS

In this study, a generic tall building with a rectangular plan shape of 30 m × 45 m has been used for the analysis. The building is the Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council (CAARC) building [14], which has been modified to have a different number of storeys. The number of storeys was between 25 and 50 floors, with the total building height between 87.5 m

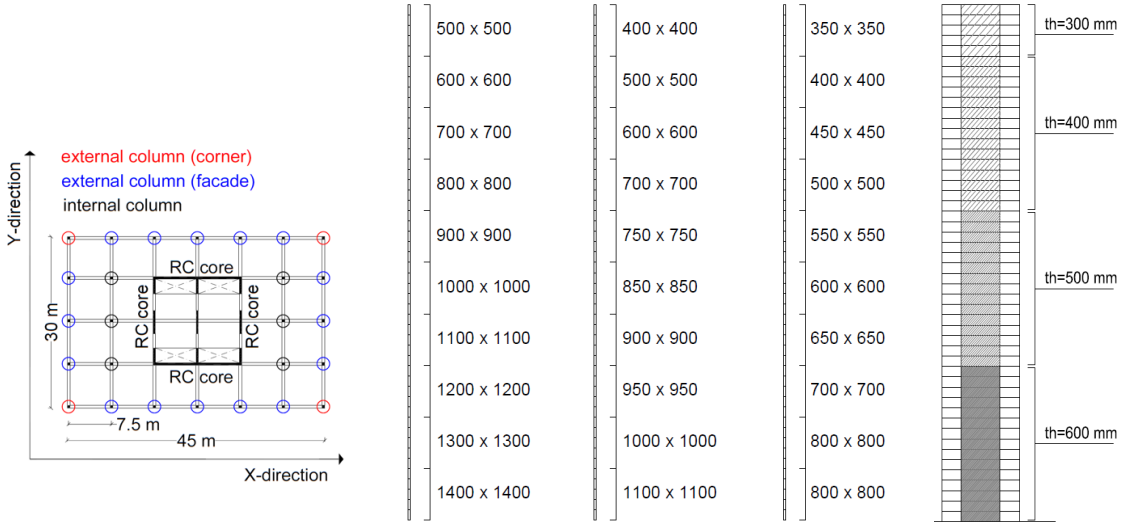


Figure 3. Schematic structural design of the case study in a 50-storey building. (a) Schematic plan view with the concept design of the structure. (b) Internal column size, (c) external column (façade) size, (d) external column (corner) size, (e) central core wall thickness.

and 175 m and geometric slenderness between 2.92 and 5.83 (Figure 2).

The typology is a concrete structure with a central core and frames composed of columns and downstand beams. Figure 3a includes a plan view of the case study with the schematic design of the main structural elements (columns, beams, internal core, and stairs and lift openings). Sizing of the main structural elements are defined considering Service Limit States and Ultimate Limit States criteria. The dimension of columns and thickness of the core walls are defined in Figures 3b to 3e.

The properties of the building, such as the mass per unit volume or frequency, were determined in the study for each case, based on the structural typology considered.

This comparative study has been carried out for locations with low and moderate seismicities, which correspond to the acceleration values ranging between 0.06g and 0.24g. For buildings with these geometric characteristics and range of ground accelerations, the defined structural typology has been characterised by an inelastic response. The details of the data considered in this case study are listed in Table 1.

TABLE 1.
Fundamental parameters considered in the initial case study.

Parameter	Considered value
Main typology	Central concrete core (15 m × 15 m)
Horizontal typology	Beams and solid slabs (30 m × 45 m)
Number of storeys	25 to 50 (87.5 m to 175 m)
Storey height	3.5 m
Distance between columns	7.5 m
Concrete strength for core/columns	C40/50
Concrete strength for slabs/beams	C30/37
Beams (section)	300 mm × 500 mm
Self-weight slab	5 kN/m² (th: 200 mm)
Other dead loads	2 kN/m²
Live loads (private offices, with the repercussion of stairs)	2.3 kN/m² (30% of the total value)

2.1. Modal analysis of tall buildings

The dynamic behaviour of the building was analysed via the modal analysis using the finite element models, including the three-dimensional response of the structure in an elastic linear regime [15]. In the case of wind action in tall buildings, Feng and Chen [16] developed a method of evaluating the effect of using non-linear analysis methods in the design of the structure. Thus, it was determined that the influence on the along-wind response is not relevant, whereas there would be advantages in the across-wind response. The bending stiffnesses of the slabs and beams were considered in the evaluation of the modal analysis of the structure.

The horizontal actions were evaluated in each of the two main directions of the building and were subsequently combined. It is recommended to avoid the dynamic response of a building characterised by three-dimensional (3-D) coupled modes [17]. This effect implies that each mode would be characterised by simultaneously having two translational movements and one rotational movement. The design of structures with different stiffnesses in the two main translational directions avoids 3-D coupled modes. The case study presented in this study consists of the first two modes of oscillation separated by more than 10% of the period, thus avoiding 3-D coupled modes. If 3-D coupled modes are not avoided in the design phase, it would mean a significant increase in the horizontal actions.

The dynamic behaviour of a building is characterised by Eq. (1). This movement can be caused either by a dynamic excitation force or by a movement of the ground where the building is founded. The first case corresponds to the wind forces applied to the building, producing its dynamic response, whereas the second case corresponds to the seismic action.

$$M\cdot\ddot{x}(t) + C\cdot\dot{x}(t) + \mathrm{K}\cdot x(t) = f(t) \quad (1)$$

where M is the mass matrix of the building, C is the structural damping, K is the stiffness matrix of the structure [18], x

TABLE 2.
Modal analysis: Structural translational vibration periods of tall buildings in the X-direction (seismic case).

Building height (m)	Mode 1 Period (s)	Mode 1 Mass (%)	Mode 2 Period (s)	Mode 2 Mass (%)	Mode 3 Period (s)	Mode 3 Mass (%)	Mode 4 Period (s)	Mode 4 Mass (%)
87.5	2.00	62.92	0.46	20.00	0.21	7.26	0.14	3.46
105.0	2.64	62.65	0.60	19.63	0.27	7.29	0.17	3.58
122.5	3.39	62.70	0.77	19.13	0.34	7.25	0.20	3.72
140.0	4.09	61.78	0.93	18.78	0.40	7.32	0.24	3.83
157.5	4.87	61.68	1.12	18.64	0.48	7.28	0.28	3.83
175.0	5.72	61.78	1.32	18.37	0.57	7.15	0.33	3.86

TABLE 3.
Modal analysis: Structural translational vibration periods of tall buildings in the Y-direction (seismic case).

Building height (m)	Mode 1 Period (s)	Mode 1 Mass (%)	Mode 2 Period (s)	Mode 2 Mass (%)	Mode 3 Period (s)	Mode 3 Mass (%)	Mode 4 Period (s)	Mode 4 Mass (%)
87.5	2.77	70.37	0.86	13.94	0.44	4.94	0.28	2.69
105.0	3.27	70.23	1.01	14.64	0.53	4.72	0.34	2.61
122.5	4.02	69.83	1.23	15.23	0.64	4.61	0.42	2.53
140.0	4.74	68.75	1.44	15.75	0.75	4.69	0.49	2.56
157.5	5.53	68.16	1.67	16.28	0.86	4.8	0.57	2.54
175.0	6.38	67.70	1.91	16.71	0.98	4.92	0.65	2.47

is the displacement, t is time, and f are the dynamic external actions.

A modal analysis was developed for characterising the dynamic response of the building. The general equation of motion (Eq. (1)) is solved. Using this method, which is exclusively applicable to linear problems, the vibration modes were obtained, and a frequency value was associated with each vibration mode. Equation (2) is considered to obtain the modal shape, being ω_n the natural frequency of the system and ϕ_n the natural mode shapes of vibration.

$$(K - \omega_n \cdot M)\ \phi_n = 0 \qquad (2)$$

In addition to the mass of the building, M, the second relevant parameter applied in the modal analysis is the building stiffness, K. In tall buildings, geometry and typology are the most important parameters that define their stiffness. However, the type and magnitude of seismic and wind actions produce different levels of cracking in the structural elements.

In a seismic event, the cracking of reinforced concrete elements can significantly reduce the stiffness of the structure and increase the fundamental periods of the building. Thus, in the present study, reduced inertia of the structural elements equivalent to half of their inertia in a seismic event [10] was taken as a reference.

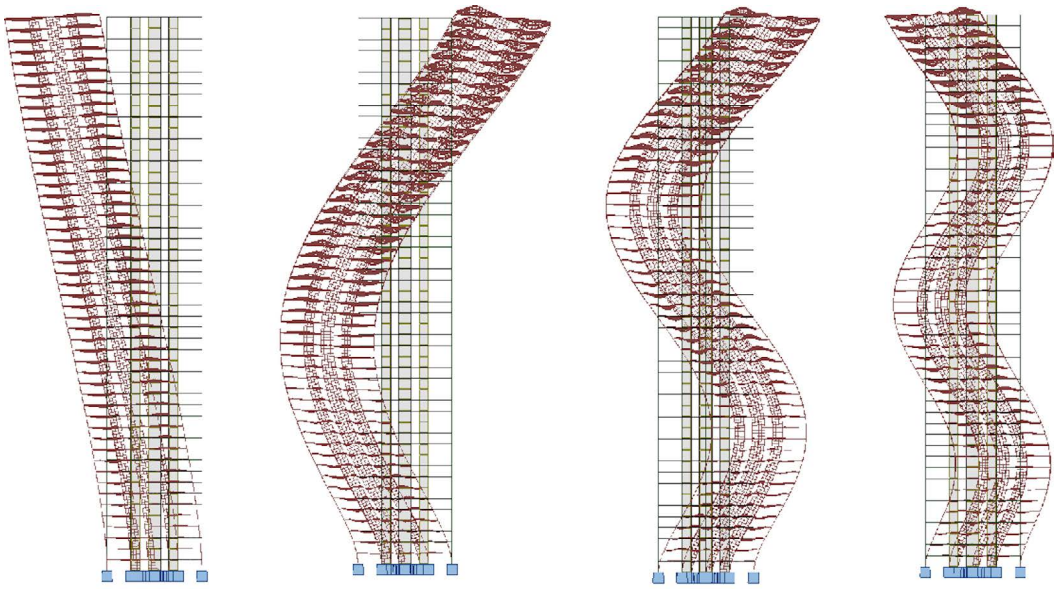
The modal analysis of the case study was developed using 3-D computational models employing the Autodesk Robot Structural Analysis software. In the modal response spectrum analysis used subsequently to determine seismic loads it is necessary to consider all the vibration modes contributing significantly to the global response. According to [10], this requirement is satisfied when the effective modal masses for the modes taken into account reaches a minimum value of 90% of the total mass of the structure. In the case study it was necessary to consider the first four modes for mobilising this 90% of the dynamic mass in each of the two translation directions. Tables 2 and 3 summarizes the most relevant results obtained in the modal analysis for the first 4 modes. In these Tables, the column "Mass" shows the mass of the building that is mobilized in each vibration mode.

Figure 4 shows the modal analysis in the Y-direction for the 175 m tall building, performed on the basis of the finite element models and considering four translational vibration modes.

Although the level of cracking in the structure will be much higher in an earthquake event than in the case of wind events, it is important to consider that wind actions also produce cracking in the concrete core, which implies an important reduction in its stiffness. If the building has not been subjected to an earthquake, the stiffness that should be considered for evaluating the wind actions is as explained below. If an earthquake occurred, the stiffness to be considered would be the same in the case of seismic as well as wind actions.

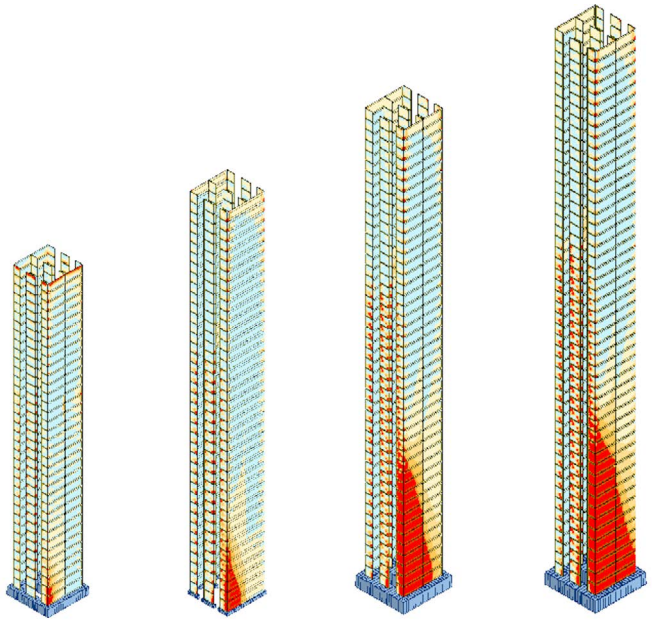
Specific structural models were developed to analyse cracking under the wind action. The along-wind and across-wind loads were considered as a function of the height of the building [19]. Cracking is not relevant in buildings having up to 35 storeys. However, the concrete core exhibits cracking in buildings having 35 storeys or more (see Figure 5). In the tallest building (175 m), this stiffness reduction occurs in the lower one-third part of the core.

Table 4 shows the fundamental periods of the buildings when they are under the wind action (if an earthquake did not occur). In this case, a stiffness value that is half of the total iner-



(a) (b) (c) (d)

Figure 4. Modal analysis of a 175 m high building with the first 4 translational modes in the Y-direction. (a) 1st mode, with a period of 6.38 s, (b) 2nd mode, with a period of 1.91 s, (c) 3rd mode, with a period of 0.98 s, and (d) 4th mode, with a period of 0.65 s.



(a) (b) (c) (d)

Figure 5. Qualitative stress distribution and core cracking due to wind action for buildings of different heights. (a) height of 122.5 m, (b) height of 140 m, (c) height of 157.5 m, (d) height of 175 m. The cracked area is shown in red colour.

tia in the lowest part of the core was taken for the 40, 45, and 50-storey buildings. It can be observed that the periods in the wind and seismic cases are similar. In other words, inertia reduction due to cracking is applied in the lower third of the concrete core or in the entire building. This is a consequence of the structural typology and the global stiffness that the core provides in relation to the stiffness of the facade columns and slabs.

The structural damping ratio considered for the seismic analysis was 5% [18,20]. This ratio of 5% is a standard value that was considered to obtain the corresponding spectral acceleration. This universal value of damping ratio is associated in codes with the elastic response spectra [28]. Nonlinear behaviour was included through the behaviour factor q in the present study. In the case of wind actions, a damping ratio of 1.6% was considered [21,22].

2.2. Wind action

In a tall building, it is fundamental to consider the simultaneity of the along-wind and across-wind vibration loads [23,24] along with the torsional effect, which is relevant in tall and flexible buildings. In the case of a tall building, the across-wind

TABLE 4.
Modal analysis: Structural periods of tall buildings (Wind cases).

Building height (m)	X-translation T (s)	X-translation Dif. (%)	X-translation T (s)	X-translation Dif. (%)	Cracked core (m)
87.5	1.83	–8.5	2.36	–14.8	-
105.0	2.40	–9.1	2.82	–13.8	-
122.5	3.03	–10.6	3.46	–13.9	-
140.0	4.00	–2.2	4.37	–7.8	0.16H
157.5	4.85	–0.4	5.25	–5.1	0.25H
175.0	5.70	–0.3	6.13	–3.9	0.35H

loads can take values much higher than the along-wind loads. This is because when wind flows around a tall building, oscillatory flow and vortex shedding occurs. In addition, the frequency coupling can occur when the building is flexible and the flow shedding tends to reach a frequency that is near the fundamental frequency of the tower. When both frequencies reach the same value, resonance occurs and the across-wind loads would clearly affect the design of the structure [25].

Hence, the along-wind loads as well as the across-wind vibrations, occurring because of vortex shedding, were analysed in this study. The analysis method included in the Japanese code AIJ [19] was applied, since the European codes [26] only evaluate the across-wind actions in the worst-case scenario, i.e., when frequency coupling occurs. The consistency between the results of the longitudinal wind actions obtained with the European and Japanese regulations was studied by Muñoz et al. [27].

For determining the wind action, a terrain category II was considered, which corresponds to the suburban development. The basic wind velocity at 10 m height and averaged over 10 min was 29 m/s.

The longitudinal and the transversal actions were determined using an analytical method based on the criteria established in the AIJ Recommendations for Loads on Buildings (AIJ-RLB) [19]. Although the transversal wind action is relevant when the building slenderness, λ_g, as defined in Eq. (3), exceeds the value of 3, its incidence at the proposed heights was shown in order to analyse its effect on each building.

$$\lambda_g = \frac{H}{\sqrt{B \cdot D}} \geq 3 \tag{3}$$

Where H the height of the building, B the dimension of the building perpendicular to wind direction, and D the dimension of the building parallel to wind direction.

The along-wind loads were determined as follows (Eq. (4)):

$$W_D = q_H \cdot C_D \cdot A \cdot G_D \tag{4}$$

where q_H is the design velocity pressure in the top part of the building, C_D is the drag coefficient of the building (aerodynamic factor), A is the projected area perpendicular to the wind direction, and G_D is the gust effect factor given by Eq. (5) below.

$$G_D = 1 + g_G \frac{C'_g}{C_g} \sqrt{(1+\phi_D^2 \cdot R_D)} \tag{5}$$

Where g_G is the peak factor, C_g' and C_g are the fluctuating and mean coefficients for along-wind overturning moment, ϕ_D is the correction factor depending on mode shape and R_D is the resonance factor.

Similarly, the wind loads caused by the across-wind vibration was determined using Eq. (6) given below, where g_L is the transversal peak factor, ϕ_L is the correction coefficient for the vibration mode, R_L is the resonance factor, and C_L' is a parameter that depends on the plan dimensions.

$$W_L = 3 + q_H \cdot C'_L \cdot A \frac{z}{H} g_L \sqrt{(1+\phi_L^2 \cdot R_L)} \tag{6}$$

Once the along-wind and across-wind vibration loads are determined, selecting the appropriate combination of the wind effects in both directions is the main issue. The simultaneous effects of both these actions must be considered.

In buildings with a slenderness ratio greater than 3, the wind action was calculated using Eqs. (7), (8), and (9), as specified in AIJ-RLB [19], considering the longitudinal gust factor G_D, which characterises each height and the building flexibility. Equation (9) corresponds to the predominant effect of the torsional moment, W_T. The correlation between the across-wind vibration and torsional vibration was considered using the coefficient k.

$$Wind_1 = W_D + 0.4 \cdot W_L + 0.4 \cdot W_T \tag{7}$$

$$Wind_2 = \left[(0.4 + {}^{0.6}/_{G_D}) \cdot W_D\right] + W_L + k \cdot W_T \tag{8}$$

$$Wind_3 = \left[(0.4 + {}^{0.6}/_{G_D}) \cdot W_D\right] + k \cdot W_L + W_T \tag{9}$$

2.3. Seismic action

The first key aspect in determining the seismic action is the situation of the building. Each place has its own specific seismic risks and a soil stiffness that can either be favourable or unfavourable for the construction of tall buildings. Construction difficulties usually limit the building situation to the specific soil characteristics. It can be stated that these buildings are mainly founded on medium quality soils having a certain degree of stiffness and bearing capacity, which implies them being supported in ground types B and C. Thus, the analysis in this study was first developed for ground type B and extended to ground type C. Ground type A was excluded because of its singularity, which implies a ground that has high-quality rock soil that is favourable for tower construction.

Provided that this study must allow the designer to know the main horizontal action in a specific situation depending on the building characteristics, a general seismic hazard was defined from a probabilistic point of view, considering that the soil acceleration interval has been limited to low and moderate accelerations for a return period of 475 y, i.e. for a probability of exceedance of 10% in 50 y. For high soil accelerations, a specific detailed analysis will be necessary from the first steps of the project. Considering this general approach, the study did not include risk maps associated with the structural collapse.

With the aim of developing the analysis in a linear elastic regime and not requiring an nonlinear analysis, the determination of the forces was based on the modal response spectrum analysis, applying a behaviour factor, q. The analysed typology, including a central concrete core and rigid frames made of downstand beams and columns with thin slabs, allowed for the appropriate energy dissipation, and in a seismic event, the damage would be concentrated in the bottom part of the core. From this consideration, a behaviour factor of 2 was applied in the study on the safety side [28].

It is also important to highlight that the first oscillation mode in the analysed tall building mobilises between 60% and 70% of the dynamic mass and always has a period of over 2 s. In addition, only the 25-storey tall building oscillating in the most rigid direction (X-direction) is not affected by the β factor.

Figure 6 shows the interval of the design spectrum considered on the basis of the analysed seismic direction for the first oscillation mode, for the maximum acceleration in the study.

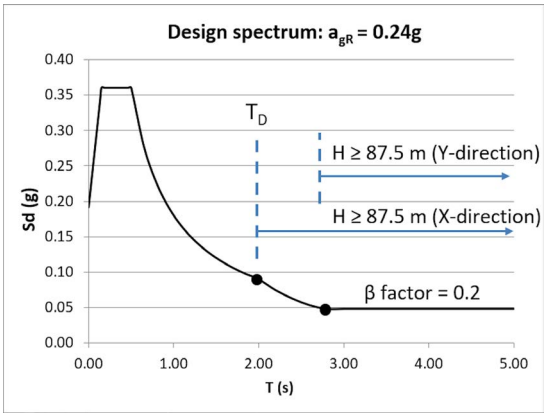


Figure 6. Acceleration design spectrum for 0.24g acceleration and ground type B.

For calculating the base shear due to seismic action, an eccentricity, between the mass and the stiffness, of 5% of the floor dimension in each direction was considered. This eccentricity was applied in the modal analysis but not in the subsequent seismic analysis. Consequently, the condition of the total mobilised mass in the torsion modes of being null was avoided.

Once the base shears were calculated in both orthogonal building directions, the design seismic action was obtained from a combination of both directions as follows in Eq. (10):

$$V_k = \sqrt{(E_1^2 + 0.3 \cdot E_2^2)} \quad (10)$$

where V_k the shear in the base of the building, E_1 the seismic action in one orthogonal direction, and E_2 the seismic action in the other orthogonal direction of the building.

3. RESULTS

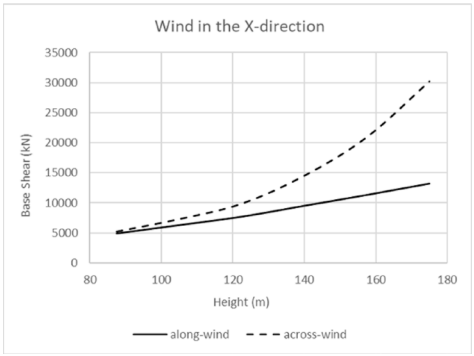
This section presents the results of the analysis of the wind and seismic action for different building heights for the analysed cases, obtained using the analytical methods that have been described in the previous section.

3.1. Wind action evaluation

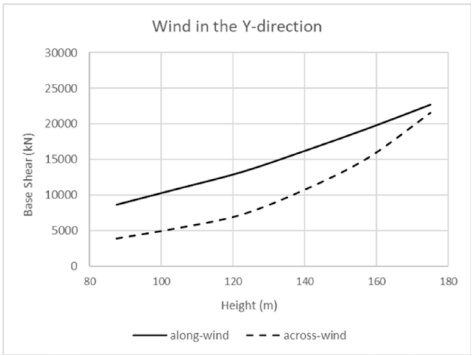
Table 5 shows the along-wind loads and loads produced by the across-wind vibration. The gust factor has been included for each height and wind direction. Partial factors were not applied.

The slenderer and the more flexible a building is, the nearer is the fundamental vibration frequency to the frequency with which the vortex shedding occurs, which produces the oscillatory forces in the transverse direction. This proximity between frequencies indicates the increase in the wind action that follows an exponential law.

The more flexible the building is in the direction perpendicular to the wind direction, the higher will be the increase in the global forces. Figure 7 shows the along-wind and across-wind vibration loads for the two wind directions from which the exponential behaviour of the transverse component (dashed line) can be observed.



(a)



(b)

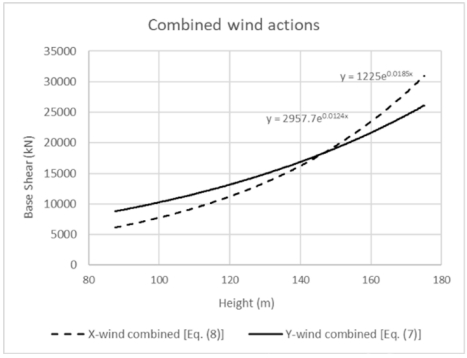
Figure 7. Along-wind and across-wind vibration loads as a function of the height of the building. (a): Wind in the X-direction. (b): Wind in the Y-direction.

When the along-wind and across-wind components were analysed together for the studied cases, the global wind actions could be approximated by exponential laws. Figure 8 shows the most

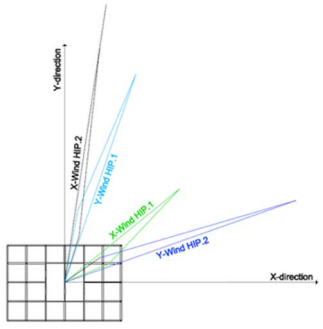
TABLE 5.
Along-wind and across-wind vibration loads.

Building height (m)	X-wind direction			Y-wind direction		
	GD	Along (kN)	Across (kN)	GD	Along (kN)	Across (kN)
87.5	1.85	4943	5174	1.87	8599	3902
105.0	1.87	6329	7266	1.87	10911	5405
122.5	1.91	7731	9841	1.90	13236	7283
140.0	1.93	9536	14510	1.93	16217	10773
157.5	2.01	11332	20964	1.99	19369	15206
175.0	2.04	13208	30271	2.04	22734	21560

unfavourable combination for each wind direction, obtained using Eqs. (7) and (8) respectively. It is important to highlight that for both wind directions, the worst combination produces a base shear with the main direction next to the Y-axis. When the wind is parallel to the X-direction, the across-wind vibration load is relevant due to the plan proportion and smaller rigidity of the building in the Y-direction. However, when the wind is parallel to the Y-direction, the along-wind load is unfavourable because of its larger facade surface, and not because of the forces generated due to vortex shedding, except for the 45, and 50 storey buildings, in which the across-wind vibration loads predominate.



(a)



(b)

Figure 8. Unfavourable along-wind and across-wind vibration load combinations. (a): Combined wind actions depending on the height of the building. (b): Direction and relative magnitude of wind load combinations

The increase in the global wind actions as a function of the height of the building can be expressed based on the exponential laws with relative errors of less than 4.7% for the case study. The wind base shear due to the X-direction wind was calculated using Eq. (11) and it was considered as the main component of the force due to the across-wind vibration load (Wind2 – Eq. (8)). Similarly, the wind base shear due to the Y-direction wind was calculated using Eq. (12) and the main component of the force was the along-wind action (Wind1 – Eq. (7)).

$$F_{w\text{-}X:29} = 1225 \cdot e^{0.0185H} \quad (11)$$

$$F_{w\text{-}Y:29} = 2958 \cdot e^{0.0124H} \quad (12)$$

3.2. Seismic action evaluation

Table 6 lists the base shear resulting due to the different values of the ground accelerations (low and moderate) for the studied building heights, combined in the two orthogonal directions with the X-direction as the predominant direction (Eq. (10)). Similarly, Table 7 lists the base shears when the Y-direction predominates. The vector angle that results from the combination of the seismic cases in both the orthogonal directions has also been given in this table.

Figure 9 shows the combined seismic base shears for a 0.24g ground acceleration. The vectorial representation of these seismic forces includes not only the value of the force but also their direction (for positive X and Y axes).

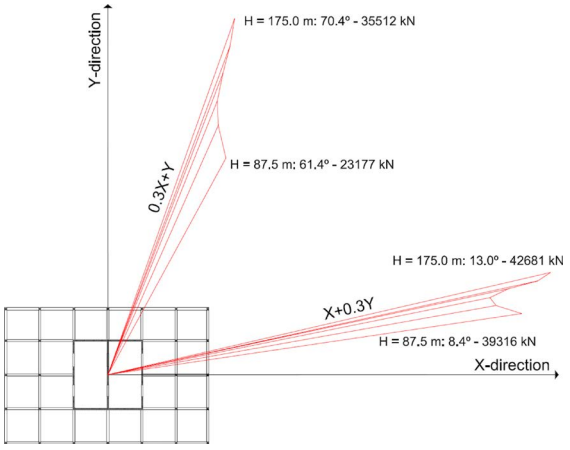


Figure 9. Seismic base shears in the case study (global force and direction) for a 0.24g acceleration.

TABLE 6.
Seismic base shears (kN) with load combination [100 %X + 30 %Y].

height	Ground acceleration										α_1
(m)	0.06g	0.08g	0.10g	0.12g	0.14g	0.16g	0.18g	0.20g	0.22g	0.24g	(°)
87.5	9678	12903	16131	19357	22583	25807	29036	32261	35527	39316	8.4
105.0	9259	12346	15433	18519	21606	24692	27779	30865	33953	37038	10.1
122.5	9161	12213	15266	18320	21373	24426	27481	30534	33587	36641	11.4
140.0	9620	12828	16034	19241	22456	25662	28870	32069	35275	38483	12.1
157.5	10338	13785	17231	20677	24131	27578	31026	34472	37920	41367	12.3
175.0	10670	14226	17783	21339	24897	28463	32010	35567	39124	42681	13.0

TABLE 7.
Seismic base shears (kN) with load combination [30 %X + 100 %Y].

height	Ground acceleration										α_1
(m)	0.06g	0.08g	0.10g	0.12g	0.14g	0.16g	0.18g	0.20g	0.22g	0.24g	(°)
87.5	5671	7563	9451	11345	13233	15125	17014	18905	20819	23177	61.4
105.0	6403	8537	10671	12805	14940	17074	19208	21342	23476	25611	66.1
122.5	6924	9233	11539	13848	16157	18465	20772	23080	25388	27696	68.2
140.0	7588	10118	12648	15177	17712	20242	22772	25296	27826	30355	69.1
157.5	8238	10985	13730	16476	19229	21976	24722	27470	30217	32964	69.6
175.0	8878	11836	14796	17756	20714	23683	26634	29593	32553	35512	70.4

3.3. *Sensitivity analysis*

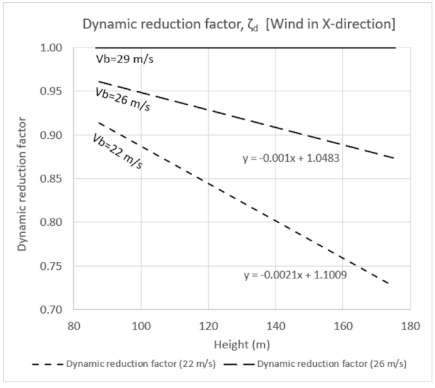
This section presents the results of the numerical evaluation of several parameters that affect the base shear. With regards to the wind actions, the effect of the mean wind velocity reduction from 29 m/s to 22 m/s was analysed together with the consequences of the variation in the damping of the structural system, a parameter that is difficult to set at the beginning of the project. With regards to the seismic actions, the influence of a less stiff soil (ground type C) was analysed.

3.3.1. *Wind velocity*

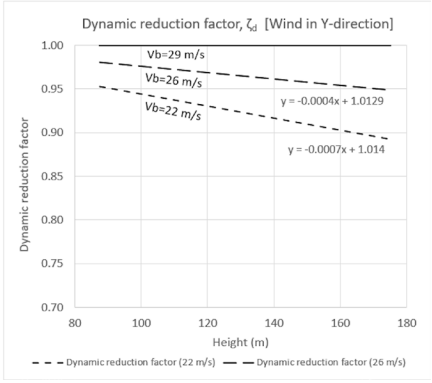
This subsection discusses the influence of the variation in the mean wind velocity on the dynamic response of tall buildings.

In a rigid building, an increase in the mean wind velocity produces an increase in the wind pressure, which is related to the square relation between the wind velocities. However, in a flexible building, it is not possible to define a direct square relation between different wind velocities owing to the dynamic response and the vortex shedding phenomenon.

The analysis of the behaviour of tall buildings as a function of different mean wind velocities allows an accurate distinction between the cases in which the wind actions predominate over the seismic actions. The addition of the dynamic wind behaviour of the building to the vortex shedding phenomenon implies that the taller the building and the higher its transversal flexibility, the bigger is the difference in the wind actions with respect to the exact square relation of the peak wind pressure. As shown in Figure 10, a family of straight lines represented with negative slopes is more pronounced whereas the dynamic component has less influence on the behaviour of the building with respect to the quadratic relation of the wind velocities with a dynamic reduction factor, ζ_d, of 1.0 for the mean wind velocity considered initially.

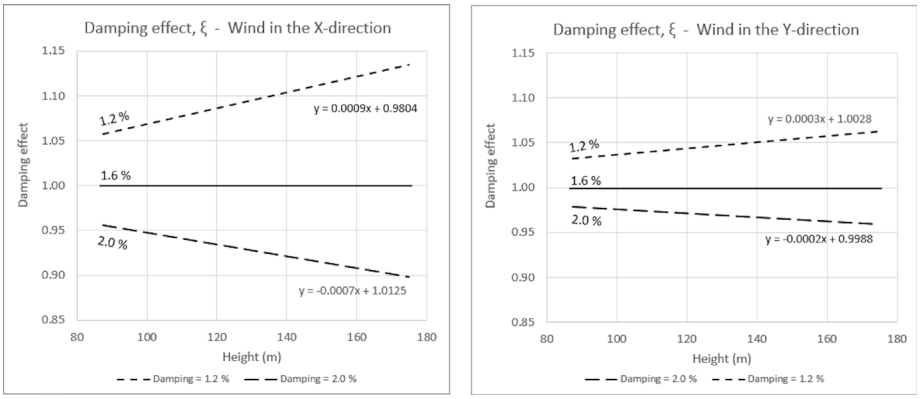


(a)



(b)

Figure 10. Influence of the mean wind velocity on the dynamic component of the global wind action in the case study. Definition of a dynamic reduction factor ζ_d depending on mean wind velocity. (a): Dynamic reduction factor considering wind in X-direction. (b): Dynamic reduction factor considering wind in Y-direction.



(a) (b)

Figure 11. Wind base shear variation coefficient, depending on the amount of damping, in the case study. (a): Damping effect considering wind in X-direction. (b): Damping effect considering wind in Y-direction.

For the X as well as Y wind directions, a reduction factor of the wind base shear was applied for the mean wind velocity ranging between 22 and 29 m/s. For the mean wind velocity, the dynamic reduction factor ζ_d must be considered to be equal to 1. For mean wind velocities lower than 29 m/s, this coefficient, which is lower than 1, represents the wind action as a function of the wind velocity, as given by Eqs. (13) and (14) respectively.

$$F_{w-X} = 1225 \cdot e^{0.0185H} \cdot \left(V_b/29\right)^2 \cdot \zeta_{d_x} \quad (13)$$

$$F_{w-Y} = 2958 \cdot e^{0.0124H} \cdot \left(V_b/29\right)^2 \cdot \zeta_{d_y} \quad (14)$$

with $\zeta_{d_x} = [(0.00027 \cdot V_b \cdot H - 0.010373 \cdot V_b - 0.0802 \cdot H + 1.308)]$ and

$$\zeta_{dy} = [(0.000075 \cdot V_b \cdot H + 0.000437 \cdot V_b - 0.00235 \cdot H + 1.0)]$$

These dynamic reduction factors modify Eqs. (11) and (12) to consider a reduction in the vibration when the wind velocity is lower. These factors have a relative error lower than 2% for all cases included in the study except for the tallest building in the Y-direction. In this case, the building is very slender and flexible and the fundamental frequency of the building (0.16 Hz) is close to the vortex shedding frequency for a wind velocity of 29 m/s. This resonance effect produces an equivalent wind load amplification that is not produced at lower wind velocities [26].

3.3.2. *Structural damping*

One of the main aspects in the calculation of wind actions in tall buildings is the structural damping. This study only considered damping from the structure and excluded the damping from finishes and other construction elements. Aerodynamic damping was also discarded, provided that its value was null or even negative in the analysis of the across-wind actions. Although the study considered damping of 1.6% of the critical damping as the reference value, it is not possible to accurately determine the final value for a real building during its design stage [29].

Thus, it was important to determine the influence of the variation of structural damping on the dynamic component of wind actions. The analysis interval range was from 1.2% to 2.0% of the critical damping.

Figure 11 shows the influence of structural damping on the wind load characterisation. It can be observed that a higher variability is obtained because of the building oscillation due to the across-wind actions in the X-direction. This indicates that for the tallest building analysed in this study, the increase in the base shear is nearly 15% when the damping is reduced to 1.2%.

3.3.3. *Soil stiffness*

This study assumed that tall buildings will usually be constructed in stiff soils. Excluding the rocky grounds, the type B ground was taken. Although it is unusual to build this type of building in low compacity grounds, it is sometimes necessary to find them in type C grounds. It has previously been shown that only in the stiffest direction of the case study (X-direction) and the shortest buildings (87.5 m and 105 m), the first oscillation mode is in the spectre zone that corresponds to constant displacement, in the interval between Td and the part affected by the β factor. For tall buildings in the X-direction and all heights analysed in the Y direction, the first oscillation mode is in the constant acceleration zone that is affected by the β factor (Figure 12). This consideration implies that founding a tall building in a type B or type C ground has no significant effect on the maximum base shear.

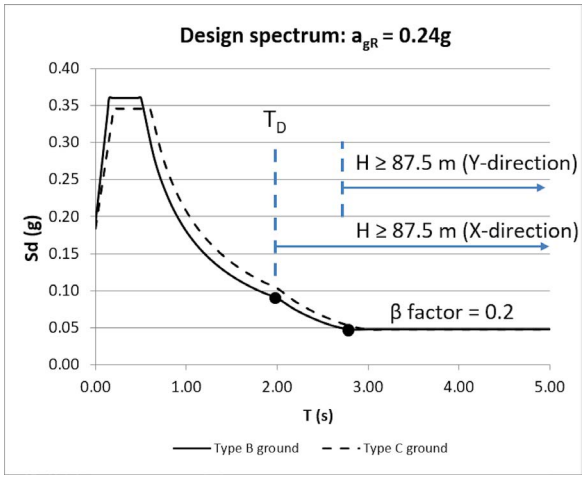


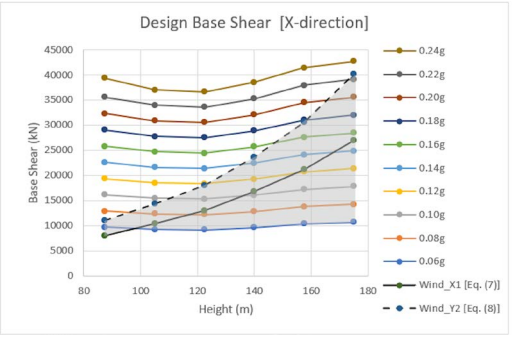
Figure 12. Acceleration design spectrum showing the comparison for type B and C grounds for the case study buildings.

4. DISCUSSION

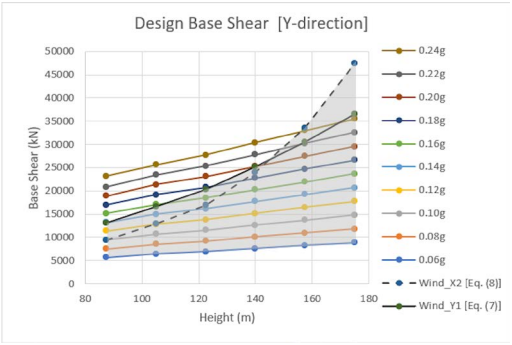
It is fundamental to be able to compare the different influences that wind and seism have on the structural design of tall buildings. In the case of the horizontal actions in the analysed buildings, important differences are observed between the two orthogonal directions.

4.1. Comparison of the forces

The seismic and wind actions are graphically compared in Figure 13. The seismic actions are shown for different ground accelerations and building heights with parallel lines, whereas the wind actions are represented by two exponential laws with the worst areas hatched, which show the maximum wind action in the X-direction (the across-wind vibration load component always predominates in terms of the maximum wind force characterisation) and in the Y-direction (the along-wind load component predominates for up to 40 storey buildings).



(a)



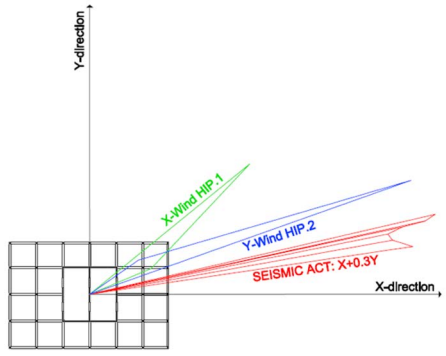
(b)

Figure 13. Wind actions (the hatched areas) and seismic actions overlapped for the cases where, (a): X-direction dynamic action predominates, and where (b): Y-direction dynamic action predominates.

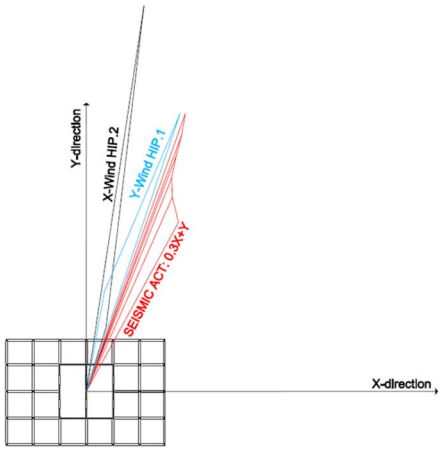
When the X-direction (Fig. 13a) corresponding to the larger rigidity is analysed, the seismic actions are predominant over the wind actions in 57% of the analysed cases. This result is obtained even though the seismic actions vary slightly with the building height and the wind action exhibits exponential behaviour.

In contrast, when the Y-direction is analysed (Fig. 13b), the conclusions are different. In this case, the dynamic response of the building produced by the across-wind vibration loads, added to the larger facade surface exposed to wind, makes the global wind action acquire a greater relevance. In this case, the wind action is predominant in 75% of the cases. Even for those buildings which are lower (25 storeys), the horizontal wind actions are unfavourable until the ground acceleration reaches a value of 0.14g. With the increasing height of the building, from 157.5 m, the wind action is observed to govern all the evaluated cases.

Figure 14 compares the wind and seismic actions for the two main vectorial compositions (X-and Y-directions), taking the maximum moderate ground acceleration of 0.24g as the reference. It shows a clear predominance of the seismic action in the X-direction, whereas, in the Y-direction, the wind action is slightly more than the seismic action.



(a)



(b)

Figure 14. Graphic analysis of the wind and seismic actions at the base of the building (0.24g). (a) X-direction dynamic action predominates, and (b) Y-direction dynamic action predominates.

4.2. Torsional moment at the base

Figure 15 shows that in buildings having between 25 and 35 storeys, the torsional moments due to the wind and seismic actions are remarkably similar. However, from the height of 122.5 m (35 storeys), the torsional moment due to the wind action acquires relevance and it is maximum in the X-direction of wind action. Not only does the rectangular proportion of the building increase the torsional vibration, but the loss of torsional rigidity with the height increase also amplifies the torsion because of the aeroelastic phenomenon. One of the physical phenomena that increases this torsional behaviour is the vortex shedding, characterised by its oscillatory nature.

This implies a temporal and spatial variability in the application of the resulting across-wind vibration loads. This effect increases the torsional dynamic oscillation, whereas the building is less rigid to torsion and with a lengthening proportion in the wind direction.

Hence, as the height of the building increases, it becomes necessary to include the rigid facades in the structural system to add the torsional rigidity, for example, the 'tube in tube' typology.

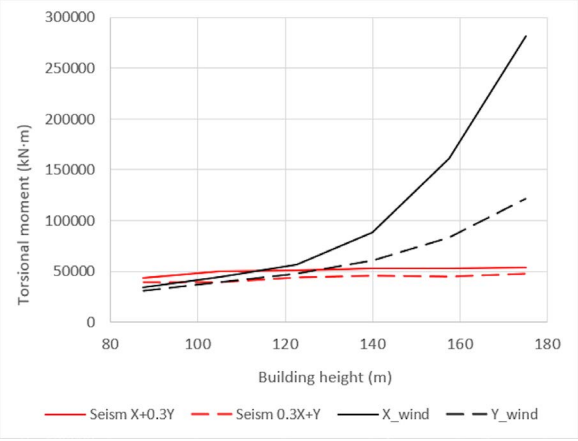


Figure 15. Comparison of the design torsional moments due to the wind and seismic actions as a function of the height of the building.

5. CONCLUSIONS

This paper presents an analytical-graphic method that allows stating the rule of horizontal wind actions in rectangular plan tall buildings (CAARC) during the concept design stage. The case study included a central reinforced concrete core and rigid frames with downstand beams and slabs. The design horizontal forces due to wind and seismic actions at the base of the building are compared. An evaluation is done of which horizontal action will govern the building design.

Exponential laws are defined for the wind actions, including the along-wind and across-wind vibration loads. These laws include the dynamic behaviour of the building on the obtained values.

For the case of seismic actions, the base shear is obtained for a low and moderate ground acceleration, which enables the evaluation of its influence in the two main directions. For both types of actions, their magnitude and the global force direction is analysed.

When the maximum resultant values are compared in groups depending on the resultant force directionality, it is observed that in the most rigid building direction, the seismic action is predominant in approximately half of the analysed cases. However, in the Y-direction, the seismic action has less relevance as compared to the wind action because of the lower stiffness of the buildings. This implies lower seismic action and an equivalent increase in the across-wind vibration action loads with an X-direction wind action.

The paper also presents the sensitivity analysis, in which the influence of the mean wind velocity and structural damping on the dynamic behaviour in different wind cases has been investigated. From this analysis, a clear influence of the dynamic response is observed for high velocities. Damping is also used for calculating the across-wind vibration with an X-direction wind. In terms of the seismic action, an almost null influence is observed on the buildings when the ground type is changed from B to C.

All the conclusions deduced in this research are inherently limited because they are based on a simple CAARC benchmark case. Furthermore, the effect of soil-structure interaction has been disregarded in the study.

Funding: This research received no specific external founding from public sector agencies, commercial sector, or non-profit entities.

References

[1] Lin, N., Letchford, C., Tamura, Y., Liang, B., & Nakamura, O. (2005) Characteristics of wind forces acting on tall buildings, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 93: 217–242. https://doi.org/10.1016/J.JWEIA.2004.12.001.

[2] Kareem, A. (1984) Model for predicting the acrosswind response of buildings, Eng. Struct. 6: 136–141. https://doi.org/10.1016/0141-0296(84)90006-3.

[3] Boggs, D., & Dragovich, J. (2006) The nature of wind loads and dynamic response, in: Am. Concr. Institute, ACI Spec. Publ. https://doi.org/10.14359/18290.

[4] Li, Y., Duan, R.B., Li, Q.S., Li, Y.G., & Huang, X. (2020) Wind-resistant optimal design of tall buildings based on improved genetic algorithm, Structures. 27: 2182–2191. https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2020.08.036.

[5] Ruscheweyh, H., Vortex Excited Vibrations, in: H. Sockel (Ed.), Wind. Vib. Struct., Springer Vienna, Vienna, 1994: pp. 51–84. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2708-7_2.

[6] Park, S., Simiu, E., & Yeo, D.H.(2019) Equivalent static wind loads vs. database-assisted design of tall buildings: An assessment, Eng. Struct. 186: 553–563. https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2019.02.021.

[7] Huang, G., Chen, X. (2007) Wind load effects and equivalent static wind loads of tall buildings based on synchronous pressure measurements, Eng. Struct. 29: 2641–2653. https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2007.01.011.

[8] Chan, M.F., Huang, K.C., Kwok, S. (2010) Integrated wind load analysis and stiffness optimization of tall buildings with 3D modes, Eng. Struct. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.001.

[9] Chan, C.M., Chui, J.K.L., Huang, M.F. (2009) Integrated aerodynamic load determination and stiffness design optimization of tall buildings, Struct. Des. Tall Spec. Build. 18: 59–80.

[10] EN 1998-1-1 Eurocode 8: General rules, seismic actions and rules for buildings Eurocode, CEN Brussels, 2004.

[11] Irwin, P.A., Kochanski, W.W. (1995) Measurement of structural wind loads using the high frequency pressure integration method, in: Struct. Congr. - Proc.

[12] Wijesooriya, K., Mohotti, D., Amin, A., Chauhan, K. (2020) An uncoupled fluid structure interaction method in the assessment of structural responses of tall buildings, Structures. 25: 448–462. https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2020.03.031.

[13] Liu, Y., Kuang, J.S., Huang, Q., Gu, Z., & Wang, X. (2020) Spectrum-based pushover analysis for the quick seismic demand estimation of reinforced concrete shear walls, Structures. 27: 1490–1500. https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2020.07.040.

[14] Alminhana, G.W., Braun, A.L., & Loredo-Souza, A.M. (2018) A numerical-experimental investigation on the aerodynamic performance of CAARC building models with geometric modifications, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 180: 34–48. https://doi.org/10.1016/J.JWEIA.2018.07.001.

[15] Bathe, K.-J. (2006) Finite element procedures, Klaus-Jurgen Bathe.

[16] Feng, C., Chen, X. (2018) Inelastic responses of wind-excited tall buildings: Improved estimation and understanding by statistical linearization approaches, Eng. Struct. 159: 141–154. https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2017.12.041.

[17] Chen, X., Kareem, A. (2005) Dynamic Wind Effects on Buildings with 3D Coupled Modes: Application of High Frequency Force Balance Measurements, J. Eng. Mech. 131: 1115–1125. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2005)131:11(1115).

[18] Chopra, A. (1995) DYNAMICS OF STRUCTURES. Theory and Applications to Earthquake Engineering.

[19] AIJ, Chapter 6 - Wind Loads, Recomm. Loads Build. (2005).

[20] Jeary, A.P. (1986) Damping in tall buildings—a mechanism and a predictor, Earthq. Eng. Struct. Dyn. 14: 733–750.

[21] Tamura, Y. (2013) Damping in Buildings and Estimation Techniques, in: Y. Tamura, A. Kareem (Eds.), Adv. Struct. Wind Eng., Springer Japan, Tokyo, 2013: pp. 347–376. https://doi.org/10.1007/978-4-431-54337-4_13.

[22] Kareem, A., Gurley, K. (1996) Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 59: 131–157. https://doi.org/10.1016/0167-6105(96)00004-9.

[23] Holmes, J.D. (2014) Along- and cross-wind response of a generic tall building: Comparison of wind-tunnel data with codes and standards, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 132: 136–141. https://doi.org/10.1016/J.JWEIA.2014.06.022.

[24] Kareem, A., Tamura, Y. (2013) Advanced structural wind engineering, Springer.

[25] Gu, M., Quan, Y. (2004) Across-wind loads of typical tall buildings, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 92: 1147–1165. https://doi.org/10.1016/j.jweia.2004.06.004.

[26] EN 1991-1-4, Eurocode 1: Actions on structures -Part 1-4: General actions -Wind actions, Eur. Comm. Stand. (2005).

[27] Muñoz Blanc, C., Fortea Navarro, I., Albareda Valls, A. (2019) Evaluación de las Acciones Eólicas Transversales en Edificios de más de 50m mediante Métodos Analíticos, Inf. La Construcción. 71: 1–11.

[28] Fardis, M.N. (2009) Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8, Springer.

[29] Tamura, Y. (2012) Amplitude Dependency of Damping in Buildings and Critical Tip Drift Ratio, Int. J. High-Rise Build. 1: 1–13. https://doi.org/10.21022/IJHRB.2012.1.1.001.

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2024
https://doi.org/10.33586/hya.2023.3121

Nueva pila del acueducto PSA 101 sobre la AP-68 en Bilbao

New Pier for the Bridge-Aqueduct PSA 101 over AP-68 Highway in Bilbao

Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri[a,*] **Francisco Javier Gómez Corral**[a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDOM*

Recibido el 28 de diciembre de 2022; revisado el 13 de noviembre de 2023, aceptado el 20 de noviembre de 2023

RESUMEN

La nueva pila del acueducto sobre la AP-68 consiste en una estructura mixta de sección cajón de ancho variable y altura 8.50 metros, empotrada en un pedestal de hormigón postesado de 5.50 de metros de altura. La geometría de la estructura, con forma de L invertida, está condicionada por el gálibo admisible y por la posición del eje de apoyos del tablero. La excentricidad resultante entre el punto de apoyo bajo el tablero y la conexión con el pedestal de hormigón es de 7.50 metros, lo que supone un hito para este tipo de actuaciones. En el artículo se describe en detalle tanto las características de esta estructura como el innovador proceso constructivo y de transferencia de cargas realizado.

PALABRAS CLAVE: Acueducto, pila, estructura metálica, transferencia de cargas, excentricidad, instrumentación.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The new pier consists on a composite box section of 8.50 meters height, embedded in a posttensioned concrete base pile of 5.00 meters high. The new structure has an inverted L-shaped and tilts to maintain the current supporting axis, minimizing the efforts on the new pier and guaranteeing the admissible clearance gauge. The resulting eccentricity between the support bearings and the lower connection with the concrete pedestal is 7.50 meters. According to the information we have, it is the load transfer with a greater eccentricity executed to date. The article describes in detail the characteristics of this structure as well as the innovative construction and load transfer process carried out.

KEYWORDS: Aqueduct, pier, steel structure, load transfer, eccentricity, instrumentation.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: gonzalo.zarrabeitia@idom.com (Gonzalo Zarrabeitia)

Cómo citar este artículo: Zarrabeitia, G., & Gómez, F. J. (2024). Nueva pila del acueducto PSA 101 sobre la AP-68 en Bilbao. *Hormigón y Acero*. 75(304):65-80 https://doi.org/10.33586/hya.2023.3121

1. INTRODUCCIÓN

Con posterioridad a la edición definitiva del proyecto de construcción del tramo 9B Bolintxu-Venta Alta de la fase I de la Variante Sur Metropolitana de Bilbao (VSM), y una vez iniciadas las obras, se replantearon dos condicionantes fundamentales en la zona del enlace de Venta Alta.

Por un lado, desde la redacción del proyecto vigente se modificaron las condiciones de explotación, prohibiendo la circulación de vehículos pesados por la A-8 en el entorno de Bilbao. Las únicas opciones para los tráficos con destino Cantabria eran optar por rutas alternativas de otros corredores o incorporarse a la fase I de la VSM. Por lo tanto, en estas condiciones de tráfico se podría prescindir de uno de los tres carriles de la AP 68, aspecto que fue consensuado con AVASA, empresa concesionaria de la autopista.

Por otra parte, la previsible cesión de la explotación de la autopista y la evolución en las tecnologías del control y peaje, permitían prescindir del área de identificación previsto en fase II.

Al desaparecer estos dos condicionantes, se podría reducir de forma considerable la longitud del nuevo eje y la zona de ampliación de plataforma de la AP 68, desplazando el trazado hacia el sur (figura 1), con muchas ventajas, como por ejemplo:

- Reducción de longitud de ramal y superficie pavimentada.
- Reducción de longitud y superficie total de muro.
- Reducción de anchura del paso inferior bajo la AP-68
- Eliminación casi completa del gran desmonte del nuevo eje.
- Mejora de las condiciones de trazado

Como consecuencia del nuevo trazado, al desplazarse este hacia el sur, se incidía sobre la pila del paso superior/acueducto que soporta la plataforma de la carretera Bilbao-Arrigorriaga BI-3723, por lo que era necesario diseñar una nueva estructura así como la propia transferencia de cargas.

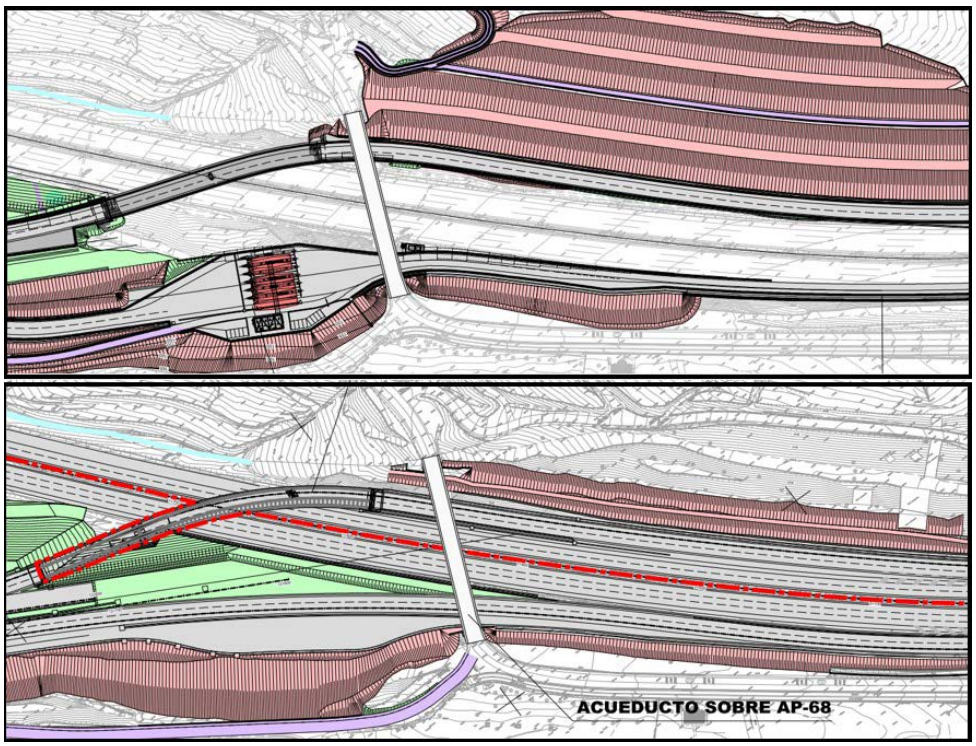


Figura 1. Solución del proyecto original (imagen superior) vs solución del proyecto modificado (imagen inferior).

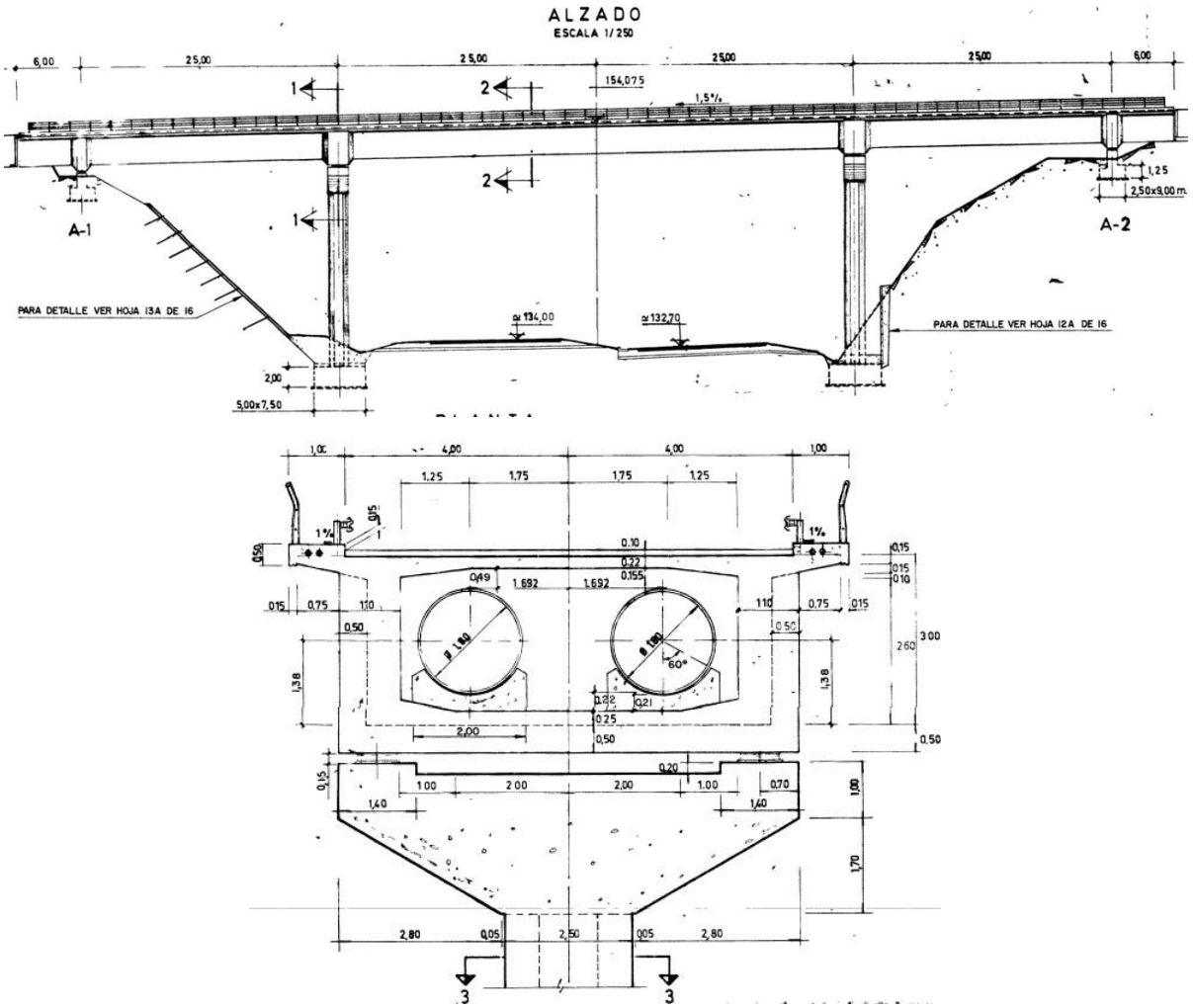


Figura 2. Alzado y sección transversal del acueducto. Planos originales.

Figura 3. Interior de la sección cajón del acueducto y tuberías de 1800 mm de diámetro.

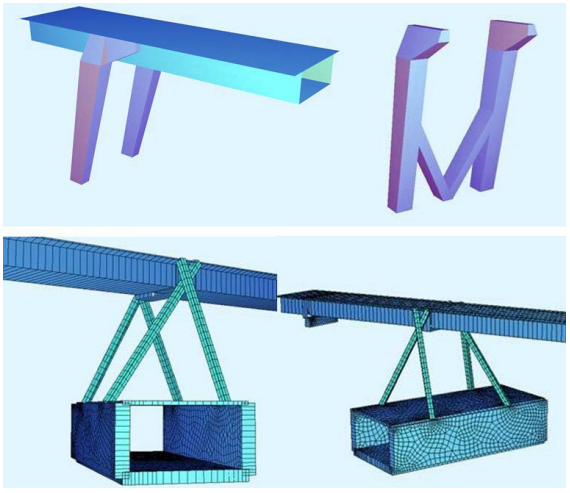


Figura 4. Alternativas estudiadas durante la fase de diseño.

2. DESCRIPCIÓN DEL PASO SUPERIOR-ACUEDUCTO EXISTENTE SOBRE LA AP-68

En primer lugar, se analizó exhaustivamente el paso superior. Este acueducto fue proyectado y construido a finales de los años 70 en el ámbito de las obras de la autopista Vasco Aragonesa (AVASA).

Se trata de una estructura que cruza la autopista a unos 20 m de altura, con una plataforma de 10 m de anchura repartida en 8.0 m de calzada y dos aceras de servicio de 1.0 m cada una. También se utiliza como acueducto, soportando en su interior dos conductos de abastecimiento de 1.800 mm de diámetro, propiedad del Consorcio de Aguas de Bilbao y Bizkaia (CABB).

El tablero consiste en una sección cajón monocelular de hormigón postesado, de 3.00 m de canto y 7.20 m de anchura. El vano central tiene una longitud de 50.0 m y los vanos de compensación 25.0 m los cuales se prolongan en voladizo 6.0 m más en los apoyos extremos (figura 2).

Las dimensiones de la sección cajón fueron determinadas por las condiciones de explotación de los conductos, garantizando el acceso al cajón y la posibilidad de reparación si fuese necesario (figura 3). Resulta por tanto una sección cajón de gran anchura en la cual las habituales riostras sobre apoyos se materializaron como un gran "marco de rigidez" hacia el exterior de la sección cajón.

Las dos pilas interiores son pilas martillo de fuste de sección octogonal regular de 1.036 m de lado, y un dintel de 8.20 m de longitud y 2.70 m de canto. La cimentación de las pilas es directa mediante zapatas de 7.5 x 5.0 m y 2.0 m de canto. La altura máxima de las pilas interiores es 22.24 m. En los extremos el tablero se apoya en unas reducidas pilas tabique, de altura variable entre 2.75 m en el apoyo norte y 4.25 m en el apoyo sur.

La vinculación del dintel con la subestructura se produce mediante dos rotulas pláticas en el Apoyo 1 situado al norte, constituyendo a su vez el punto fijo de la estructura frente a movimientos longitudinales. En el resto existen dos aparatos de apoyo tipo POT guiados por apoyo, dimensionados para una carga máxima en servicio de 750T en las pilas interiores y 250T en el apoyo extremo situado al sur del dintel.

En el número 130 de la revista *Hormigón y Acero* [1] se incluye un artículo sobre este y otros pasos superiores realizados sobre la autopista Bilbao-Zaragoza.

3. DESCRIPCIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA-TRANSFERENCIA DE PILA

Entre las distintas opciones estudiadas para la nueva pila se barajó un diseño basado en puntales metálicos que soportaban la estructura del acueducto apoyándose en ambos bordes del nuevo eje inferior (figura 4). Sin embargo, esta solución exigía la ejecución de parte de la fase II de la VSM, incrementando además la dificultad de ejecución de la maniobra de transferencia.

Por lo tanto se buscaron soluciones monofuste y de apoyo excéntrico que volaran por encima del vial inferior. A pesar de que se valoraron alternativas en hormigón armado-pretensado finalmente se optó por un diseño en estructura metálica-mixta, más apropiado tanto por su proceso constructivo como por el procedimiento de transferencia en dos fases diseñado para este caso.

La solución finalmente escogida consistía en una estructura mixta de sección cajón variable y altura 8.50 metros empotrada en una pila cáliz de hormigón de 5.00 metros de altura.

La premisa fundamental de esta actuación era mantener invariable el eje de apoyos original del acueducto, no afectando de esta forma a su configuración actual. Por ello, la estructura mixta de la nueva pila tiene forma de L invertida y se inclina para mantener el eje de apoyos actual minimizando los esfuerzos sobre la nueva pila y garantizando el gálibo admisible. Creemos que con esta solución se consigue el efecto buscado en el que la pila recoge la estructura del tablero soportándolo y no dejándolo caer a pesar de la demolición del apoyo original de la acueducto (figura 5 y figura 6).

Figura 5. Vista lateral de la pila.

Figura 6. Vista trasera de la estructura.

La excentricidad resultante entre el punto de apoyo bajo el tablero y la conexión con el pedestal de hormigón es de 7.50 metros, generando mayores esfuerzos y solicitaciones en esta nueva pila que los soportados actualmente por el propio tablero del acueducto. Según la información de que disponemos, se trata de la transferencia de cargas con mayor excentricidad ejecutada hasta la fecha.

La sección transversal es variable, siendo en arranque un fuste único de sección cajón de 3.50 m de ancho y 2.50 m de canto que se abre en dos brazos que se unen por una viga transversal metálica que rigidiza el conjunto. Sobre dichos brazos, de 1.10 m de ancho y canto variable entre 1.75 m y 1.00 m, se disponen los apoyos definitivos, ubicados en la misma posición y por lo tanto manteniendo la configuración actual del acueducto (figura 7). Los espesores de las chapas principales delanteras y traseras varían desde 40 a 85 mm (figura 8).

La parte frontal de la sección cajón de la pila se rellena de hormigón para dotar a la estructura de mayor rigidez a flexión y minimizar las deformaciones. La conexión entre la sección metálica y el hormigón se realiza mediante conectores que garantizan el comportamiento de la sección como estructura mixta.

La pila cáliz de hormigón postesado que empotra la estructura mixta superior es de sección constante y forma hexagonal. Las dimensiones máximas son 4.85 m x 5.60 m en planta y 5 m de altura. Consta de 54 barras de pretensado de diámetro 40 mm y acero Y1050H. Dichas barras de postesado se anclan en un recrecido inferior de la zapata, para no interferir con la armadura principal de la misma y favorecer

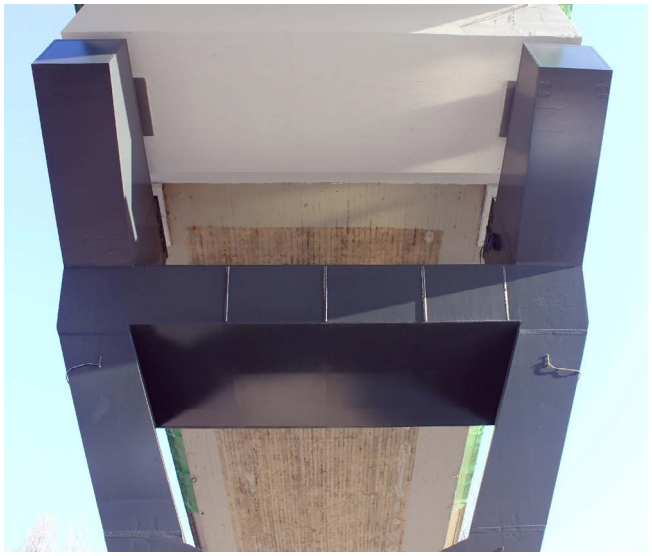


Figura 7. Vista inferior de los voladizos de apoyo.

Figura 8. Detalle de encuentro de chapas.

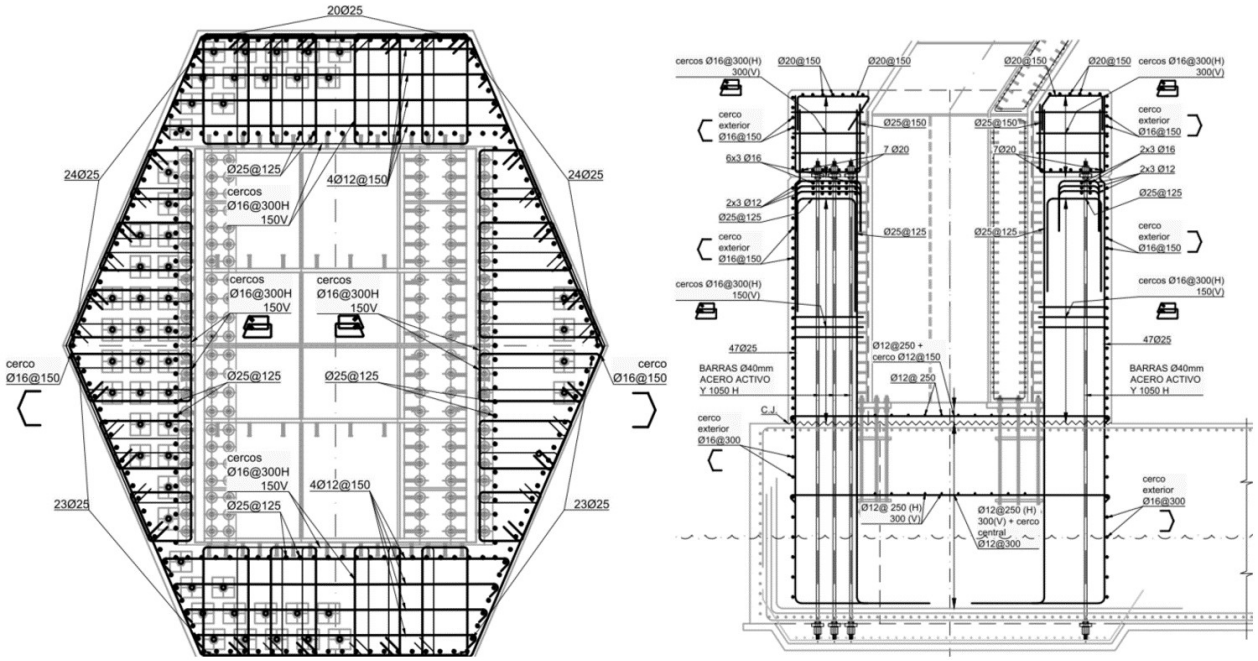


Figura 9. Sección transversal y alzado del pedestal de hormigón.

la introducción y distribución de la acción del postesado (figura 9).

La cimentación consiste en una zapata de 9 m de ancho y variable entre 11.60 y 14.60 m de largo que se apoya sobre el terreno existente y sobre un macizo de hormigón ciclópeo, envolviendo al fuste de la pila original. El canto de la nueva zapata es de 3 metros.

Además de la particularidades de la propia estructura y de tratarse de una actuación sobre un acueducto por el que discurren dos tuberías, es muy destacable el proceso adoptado para la maniobra de transferencia de cargas entre la pila a demoler y la nueva estructura.

El objetivo era conseguir que la nueva estructura metálica y futura pila fuera capaz de soportar el tablero en una fase inicial y temporal y de esta forma conseguir demoler la parte superior del capitel de la pila origina sin necesidad de apeos ni estructuras adicionales. Una vez demolido, se montaría la parte final de la nueva estructura y se completaría la transferencia de cargas.

Para ello, en una primera fase se gatea el tablero apoyándonos en la nueva estructura en puntos ubicados a 2.50 metros del eje de apoyos actual. Posteriormente, se demuele la pila original del acueducto y se finaliza la ejecución de la nueva estructura instalando la última dovela metálica y transfiriendo nuevamente las cargas al eje de apoyos original (figura 10). En los siguientes apartados se describe en detalle el proceso constructivo y la maniobra de transferencia de cargas.

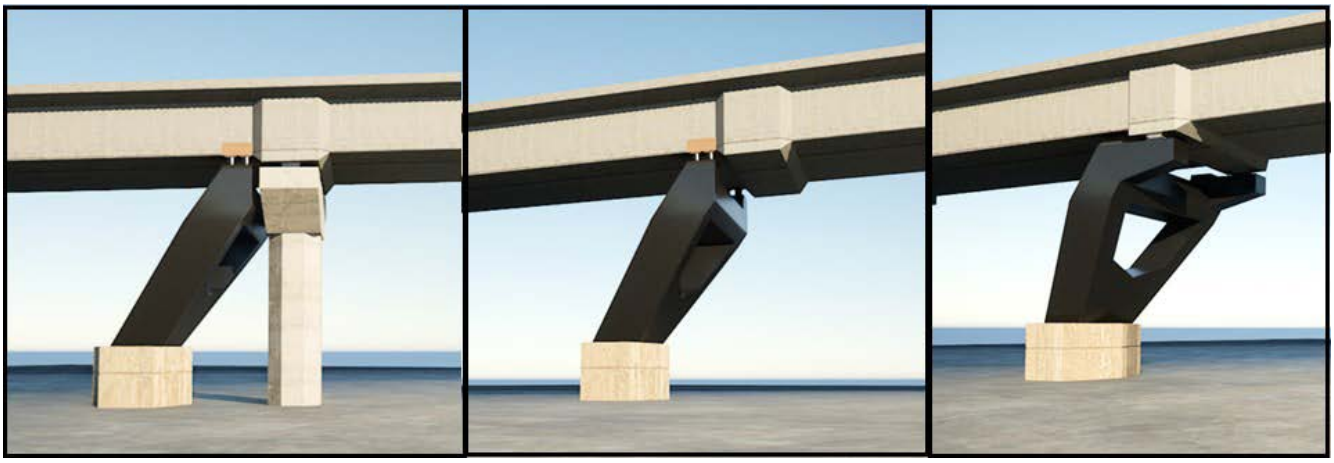


Figura 10. Secuencia planteada para el procedimiento de transferencia de cargas.

4. DIMENSIONAMIENTO. MODELOS DE CÁLCULO

En primer lugar se realizó un modelo pórtico 3D del acueducto a partir de la documentación existente, realizándose las comprobaciones estructurales del tablero según la normativa vigente [2].

Posteriormente, se modelizó la secuencia constructiva de la transferencia de pila para analizar su influencia en el estado tensional del tablero del acueducto y a su vez obtener las reacciones existentes en cada fase y los desplazamientos esperados. De la misma forma, se comprobó nuevamente el tablero del acueducto en situación final al modificarse la rigidez de la pila 1 y cambiar los esfuerzos frente a sobrecargas y acciones variables (figura 11).

Para el dimensionamiento de la pila se analizaron diferentes modelos de cálculo. En primer lugar se realizó un modelo de placas 3D de la pila donde se introducen las reacciones obtenidas previamente en el modelo pórtico 3D del acueducto, dimensionando las chapas de la estructura metálica. Adicionalmente, se realizó un modelo de viga de donde se obtuvieron los esfuerzos para realizar las comprobaciones de RPX-EC [3] [5] [6] a partir de hojas de cálculo específicas.

Para el dimensionamiento de la conexión estructura metálica-pedestal se incluyó la geometría de esta conexión en el modelo de placas de la pila. Tanto los conectores como los pernos de anclaje de la placa base se modelizaron como muelles no lineales con una carga máxima igual al límite elástico y se realizó un análisis no lineal de las distintas combinaciones de acciones. A partir de los resultados de tensiones en las chapas y de esfuerzos en los conectores se comprobó la validez de la solución estructural [3] [5] [6] (figura 12).

En otro modelo complementario de la pila se incluyó tanto el pedestal de hormigón como la cimentación. Para el dimensionamiento del pedestal de hormigón, se obtuvieron los esfuerzos del modelo de cálculo de Sofistik y se realizaron las comprobaciones seccionales con el programa FAGUS. Para el dimensionamiento del pretensado del pedestal se estableció que en situación permanente la fibra más traccionada estuviera en descompresión, es decir, con ausencia de tracciones [4] [7].

El análisis de la cimentación se realizó con modelos no-lineales permitiendo el despegue de la zapata, lo que nos permitía comprobar automáticamente la seguridad de la cimentación frente al deslizamiento o al vuelco. A partir de dichos análisis y de los esfuerzos obtenidos se dimensionó la armadura necesaria, comprobando que las tensiones obtenidas bajo la cimentación eran inferiores a los valores admisibles [8].

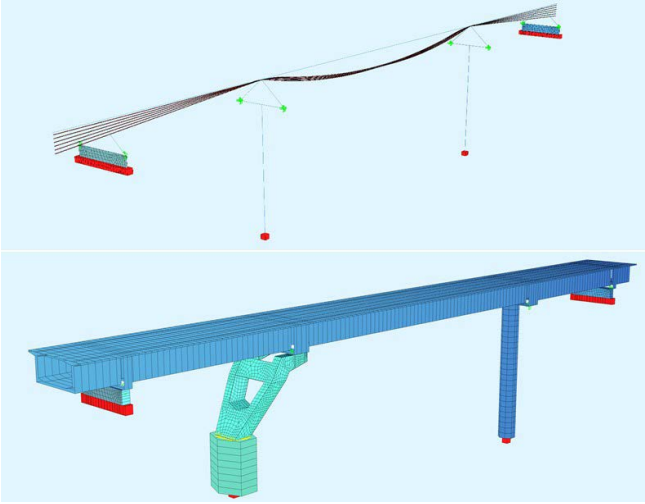


Figura 11. Ejemplos de modelos longitudinales analizados.

5. INSTRUMENTACIÓN Y MONOTORIZACIÓN EN CONTINUO

Durante el diseño de la estructura se decidió instalar una serie sensores que permitieran conocer el estado tensional de la nueva pila. Parte de esta instrumentación se mantendría durante la fase de explotación de la VSM, mientras que otros sensores únicamente se instalaron para controlar las maniobras de transferencia de cargas.

En concreto, se establecieron cinco secciones de control en la estructura, donde se instalaron galgas de control tensional (figura 13). Una de las secciones estaba ubicada en el pedestal de hormigón y bajo los anclajes superiores de las barras de pretensado para conocer el estado tensional del hormigón. El

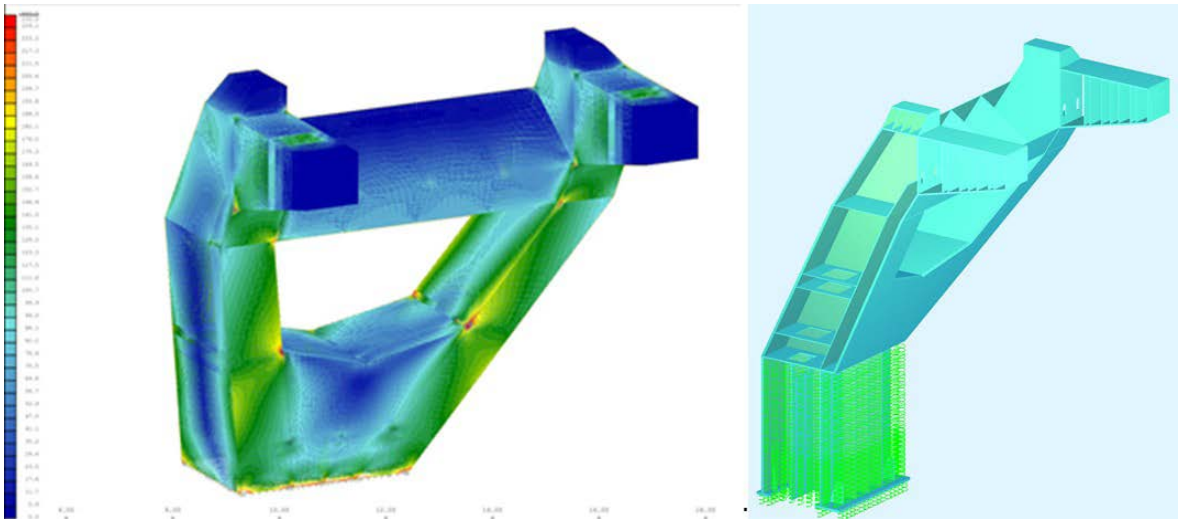


Figura 12. Modelos 3D de placas de la estructura de la pila.

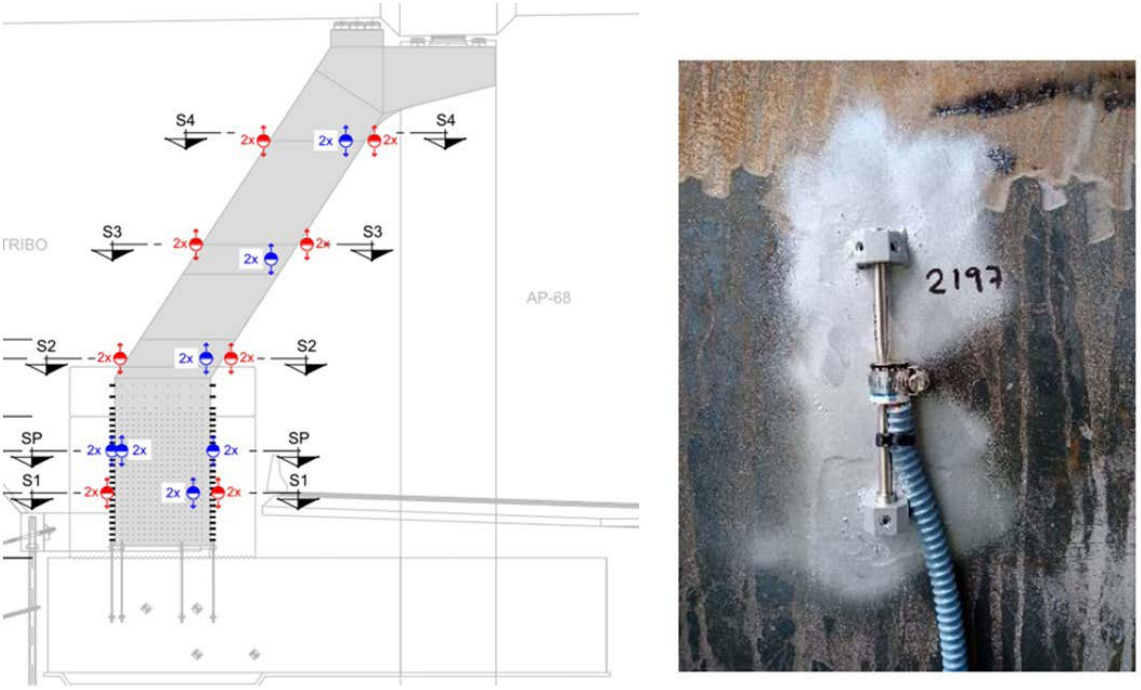


Figura 13. Secciones de control y ejemplo de galga instalada.

resto, se dispusieron en la estructura metálica y mixta de la pila, tanto en las chapas delanteras (compresión) como traseras (tracción). También se colocaron clinómetros en la parte superior trasera de la estructura para controlar en todo momento las posibles deformaciones y giros de la pila.

El resto de la instrumentación, instalada únicamente durante las maniobras de transferencia, consistió en extensómetros de hilo vertical. Se establecieron 3 líneas de extensómetros que nos permitían conocer los desplazamientos del tablero y de la pila metálica. Dos de los extensómetros proporcionaban valores de desplazamientos en el acueducto, tanto en el primer vano como en el eje de apoyos de la pila original, mientras que un tercer extensómetro registraba los desplazamientos relativos entre acueducto y pila en el punto de gateo del tablero de fase 1.

En los siguientes apartados se incluyen gráficas con los resultados obtenidos durante las maniobras de transferencia.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

6.1. Ejecución cimentación

En primer lugar se realizó la excavación necesaria para la ejecución de la cimentación, la cual apoyaba parcialmente sobre la zapata de la pila original (figura 14). Primero se excavó hasta roca en la parte delantera y rellenó con hormigón ciclópeo hasta cota de cimentación.

Para la parte trasera se excavó parcialmente el talud trasero, sosteniéndolo mediante un sistema de hormigón proyectado y anclajes activos de cable. Los últimos 5 metros de excavación se realización con ayuda de una pantalla de micropilotes anclada.

Las dimensiones de la zapata eran de 14.60 x 9.00 m en planta y 3 m de canto, envolviendo parcialmente el fuste de la

pila original. Primero se colocaron las vainas y barras de pretensado que se anclaban en un rehundido ejecutado en la parte trasera de la zapata y posteriormente continuaron las labores de armado (figura 15).

Figura 14. Excavación y limpieza para ejecución de la cimentación.

Figura 15. Trabajos de armado y hormigonado de la zapata.

6.2. Instalación dovela 1 y ejecución pedestal de hormigón

Una vez ejecutada la cimentación, se procedió con el montaje de la primera dovela de la estructura de la pila. Para ello, se descargó en la zona de obra y guiándose con unos carriles apoyados en el suelo y unos gatos manuales se posicionó enfrentada a la pila. Con ayuda de un útil y dos grúas colocadas a ambos lados del acueducto se elevó y colocó en posición (figura 16).

Figura 16. Montaje de dovela 1.

Una vez instalada la primera pieza metálica, continuaron las labores de armado del pedestal. En una primera fase se hormigonó hasta la cota de anclaje de las barras de pretensado vertical. Posteriormente se tesaron las barras siguiendo la secuencia establecida en planos y se continuó con los trabajos de armado y hormigonado de la parte restante (figura 17).

Figura 17. Ejecución de pedestal de hormigón.

6.3. Instalación dovelas 2-3-4

Para la instalación de las siguientes dovelas el proceso seguido fue similar. La dovela 2, pieza de transición entre la base y los brazos de la futura pila, se instaló de noche utilizando los mismo útiles que para la primera pieza (figura 18).

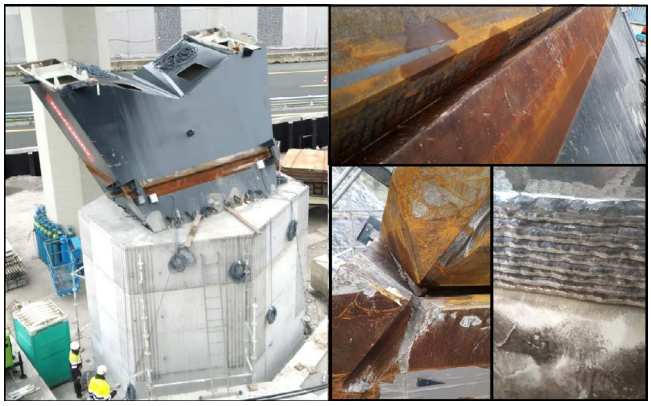


Figura 18. Montaje de dovela 2. Espesores de chapa y uniones soldadas.

La dovela 3, que consistía en los dos brazos independientes, se instaló sin parte de las chapas traseras para poder acceder

al interior de la estructura y realizar las soldaduras interiores. Finalmente, para la colocación de la última dovela antes de la transferencia de cargas, se siguió un procedimiento similar al de la dovela inicial, utilizando unos útiles soldados a la pieza y dos grúas ubicadas a ambos lados del acueducto (figura 19).

Figura 19. Montaje de dovela 4.

Antes del inicio del montaje de cada pieza, se ensayó y comprobó el 100% de las soldaduras ejecutadas en obra, mediante las técnicas de ultrasonidos y partículas magnéticas. Una vez ejecutada la estructura en esta primera fase, ya se podían iniciar los trabajos de instalación del sistema de gateo para la primera maniobra de transferencia de cargas.

Los principales materiales y cuantías empleados en la construcción de esta estructura han sido:

- 520 m³ de hormigón.
- 150 tn acero en chapas.
- 80.tn acero armaduras barras
- 4 tn acero pretensado barras

7. MANIOBRA DE TRANSFERENCIA DE CARGAS - FASE 1

Para el procedimiento de transferencia de cargas y la posterior demolición de la pila original (fase 1 de transferencia), el acueducto se debía apoyar en la nueva estructura metálica, en sendos puntos situados a 2.50 metros del eje de apoyos actual.

Previamente, como se ha indicado en los apartados anteriores, se comprobó que el acueducto era capaz de soportar tanto los nuevos esfuerzos globales derivados del incremento de luz del vano central, como los propios esfuerzos locales de cuelgue e introducción de cargas [9]. Con el objetivo de controlar este mecanismo y prevenir la expulsión de las aristas inferiores del acueducto se instalaron unas chapas metálicas en forma de L.

El sistema de gateo se instaló directamente sobre la meseta de la pila metálica y consistía en dos gatos de 560 Tn por cada alma. Los gatos se colocaron en posición invertida, de tal forma que el cabezal basculante se adaptaba al plano de giro de la pila. Así se conseguía que durante la maniobra, la zona de contacto del gato con el sistema deslizante ubicado en el fondo del tablero estuviera en un plano horizontal, permitiendo el desplazamiento relativo entre tablero y pila [10] (figura 20).

Figura 20. Dovela 4 con gatos de fase 1 instalados.

El control de la maniobra se realizó con un sistema de izado sincronizado que permitía controlar la descompensación máxima en altura entre los gatos con precisión de 1mm. Para la realización de la transferencia de cargas se solicitó al Consorcio de Aguas de Bilbao-Bizkaia (CABB) que era imprescindible que ambos conductos estuvieran llenos de agua a fin de obtener una reacción similar en ambos apoyos. Dado el grado de sensibilidad del sistema sincronizado de izado también se optó por cortar la circulación por el acueducto durante la ejecución de la maniobra.

Como se ha indicado anteriormente, además del propio control mediante el sistema de izado sincronizado, se instalaron galgas, clinómetros y extensómetros que proporcionaban lecturas en continuo a través de una plataforma digital. Por último, también se dispuso de topografía, a través de lecturas de prismas y dianas previamente instaladas tanto en la pila como en el acueducto.

La maniobra se realizó con escalones de carga de 100 bar, equivalente a una reacción de 1600 kN por alma. En cada escalón se tomaron lecturas manuales con topografía que se comparaban con la lectura en continuo de la instrumentación y los datos del sistema de izado. La carga estimada total para el levantamiento del tablero y descarga de la pila original eran

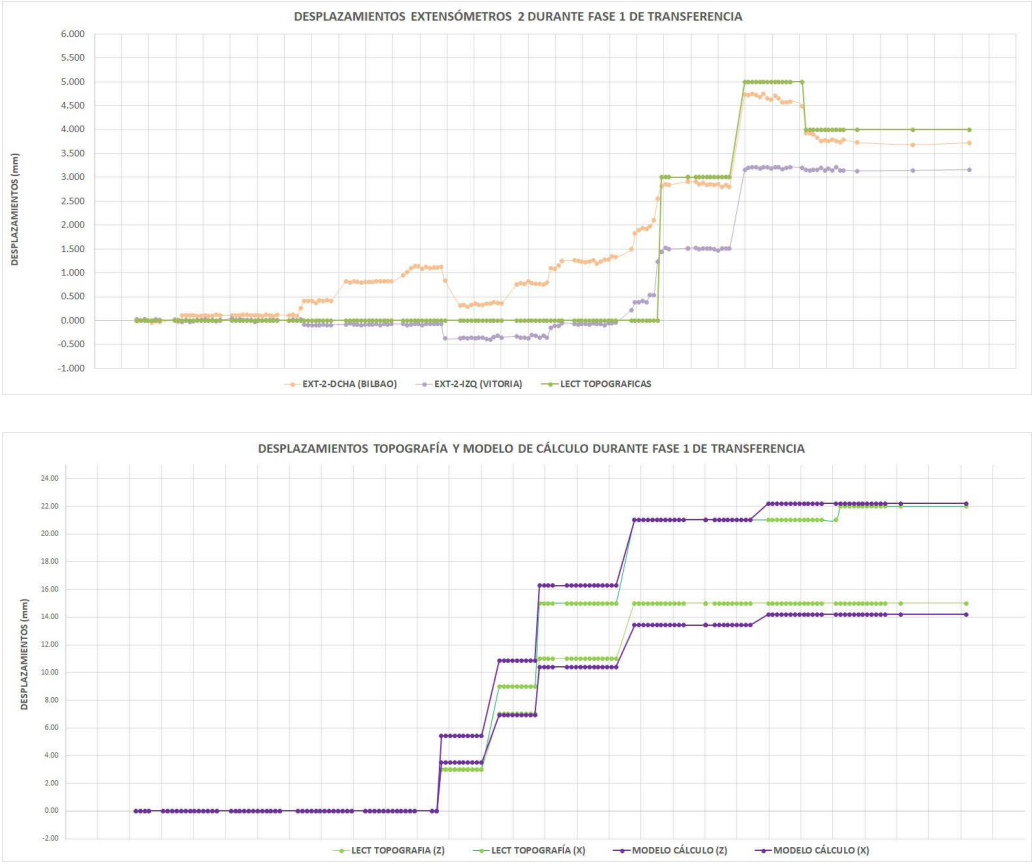


Figura 21. Gráficas con desplazamientos recogidos durante la fase 1 de transferencia.

6500 kN/alma. Finalmente, el tablero despegó en el cuarto escalón de carga con una reacción en los gatos de 6385 kN/alma. Una vez despegado el tablero se incrementó la presión hasta 420 bar y se procedió a bloquear los gatos.

Durante toda la maniobra, los desplazamientos y tensiones medidos en la estructura coincidieron con los valores esperados y obtenidos con los modelos de cálculo. En situación final se registraron unos movimientos definitivos de 18 mm en el extensómetro 3 (desplazamiento vertical relativo entre tablero y pila en el punto de gateo) y de 4 mm en el extensómetro 2 (ubicado en el tablero en eje de apoyos y por lo tanto correspondiente al levantamiento del tablero en ese punto).

Las lecturas topográficas corroboraron estos datos, leyendo desplazamientos máximos en la pila de 15 mm en vertical y 22 mm en horizontal. Los valores de deformación estimados en los modelos de cálculo de la pila eran de 23.8 mm en horizontal y 15.6 mm en vertical. Por lo tanto, la estructura se comportó como estaba previsto.

En la gráfica superior de la figura 21 se muestra el registro de desplazamientos en los extensómetros del tablero y su correspondencia con las lecturas topográficas. La gráfica inferior representa las deformaciones de la estructura de la pila, incluyendo las lecturas topográficas y los desplazamientos esperados a partir de los modelos de cálculo. Como se aprecia en ambas gráficas, los datos de los distintos sistemas de control utilizados son prácticamente idénticos.

Del mismo modo, las galgas ubicadas en las distintas secciones de la pila metálica leyeron valores similares a los calculados en los modelos numéricos, obteniendo diferencias del orden del 5%. En el ejemplo incluido en la figura 22, se muestra la variación tensional en la galgas ubicadas en la sección 4 (superior), observándose cómo se registra un incremento de tensión derivado de la transferencia de cargas con valores medios de compresión y tracción de 40 MPa. En la parte derecha, se adjuntan gráficas con los valores esperados de los modelos de cálculo: tensiones medias de 44 MPa en la platabanda delantera (imagen superior, compresiones) y de 33 MPa en la trasera (imagen inferior, tracciones).

8. DEMOLICIÓN DE PILA E INSTALACIÓN DE DOVELA 5

Una vez realizada la maniobra de transferencia y garantizada la ausencia de reacciones bajo los apoyos de pila 1, comenzaron los trabajos previos de corte para la extracción de los aparatos de apoyo. En primer lugar, se realizaron dos perforaciones a cada lado de los apoyos para posteriormente introducir el hilo de diamante y comenzar con el corte.

No obstante, una vez realizado el corte, no se consiguieron separar las partes superior e inferior que conformaban el aparato de apoyo, por lo que se decidió eliminar el mortero de asiento inferior. De esta forma, se garantizaba al menos un espacio libre de unos 4 cms que permitía realizar la operación de retirada del dintel (figura 23).

Después de comprobar que este espacio era insuficiente y que la maniobra de retirada del dintel no podía acometer-

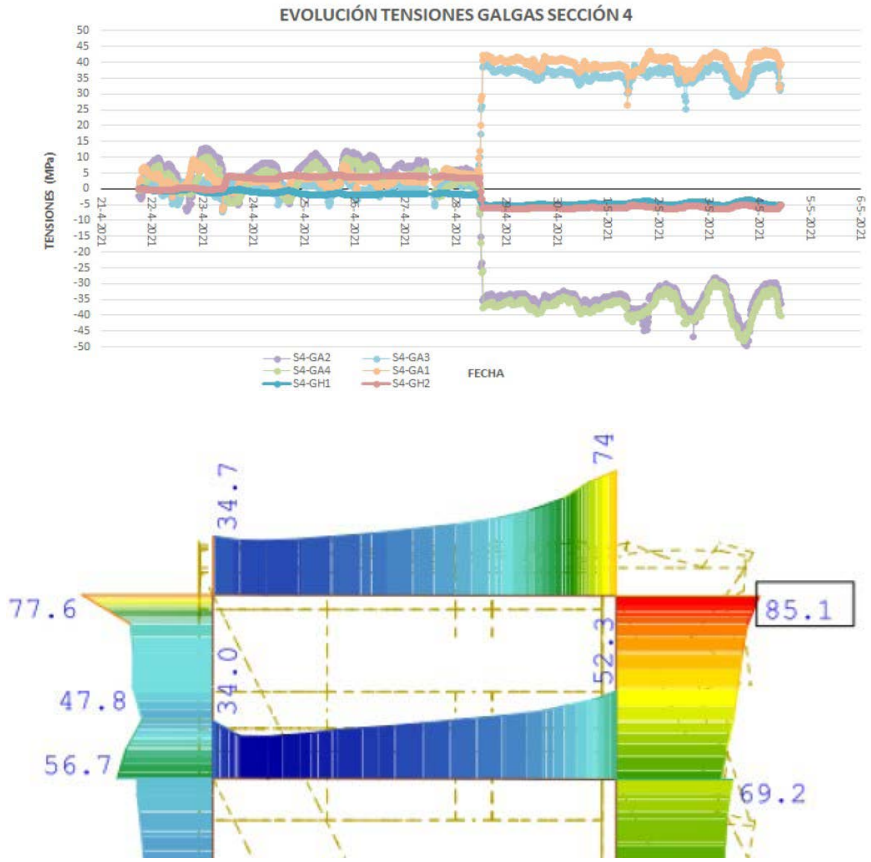


Figura 22. Gráficas con variación tensional en galgas de sección 4 (superior) y valores esperados del modelo de cálculo (inferior).

Figura 23. Aparatos de apoyo originales colgando del tablero.

Figura 24. Retirada del dintel de la pila original.

se con seguridad, se volvió a intentar retirar los aparatos de apoyo. Finalmente, y tras comprobar que las chapas superior e inferior del apoyo estaban unidas por los pernos de bloqueo, se cortaron dichos pernos y se extrajeron y separaron los aparatos de apoyo.

Es decir, durante la extracción de los apoyos, se comprobó que los pernos de bloqueo que unían ambas partes del aparato de apoyo (parte superior deslizante e inferior fija) no fueron extraídos en el momento de su colocación por lo que dichos apoyos se han comportado siempre como puntos fijos frente a acciones horizontales longitudinales (acciones de temperatura, vientos, frenado) cuando en realidad estaban previstos como apoyos deslizantes.

Una vez conseguido el espacio necesario entre pila y fondo del tablero, se cortó el fuste con hilo de diamante y con ayuda de un útil específico y dos grúas ubicadas a ambos lados del acueducto, se retiró el capitel de la pila original (figura 24). De esta forma, mientras se terminaba de demoler el resto de la pila original ya podía comenzarse con la instalación de la dovela 5, última pieza de la estructura metálica de la pila.

Para ello, en primer lugar se tomó topográficamente la posición real de la dovela 4 (figura 25). Con ayuda de estos datos y la previsión de deformación durante la maniobra final de transferencia, se adaptó y cortó en taller la parte trasera de la dovela 5. De esta forma, se aseguraba que en situación definitiva la parte superior de esta última pieza quedara perfectamente horizontal.

Para el montaje de esta última dovela se siguió el procedimiento habitual, elevando los dos brazos con dos grúas ubicadas a ambos lados del acueducto.

Figura 25. Situación provisional de apeo en Fase 1 previa a la instalación de la dovela 5.

9.
MANIOBRA DE TRANSFERENCIA DE CARGAS - FASE 2

La maniobra de transferencia de fase 2 constaba de dos operaciones.

En la primera de ellas, denominada fase 2.1, se transfería la carga de los gatos de fase 1 a un juego de gatos ubicados a ambos lados de los aparatos de apoyo (figura 26). En total, se colocaron 4 gatos de 400 tn por alma, de tal forma que la reacción final quedara centrada en el eje de apoyos definitivo y así se evitaran desplazamientos adicionales durante la puesta en carga de los aparatos de apoyo definitivos.

Del mismo que en la primera maniobra, se utilizó un sistema sincronizado de izado y los gatos se colocaron en posición invertida ubicando el sistema deslizante en el contacto superior con el fondo del tablero.

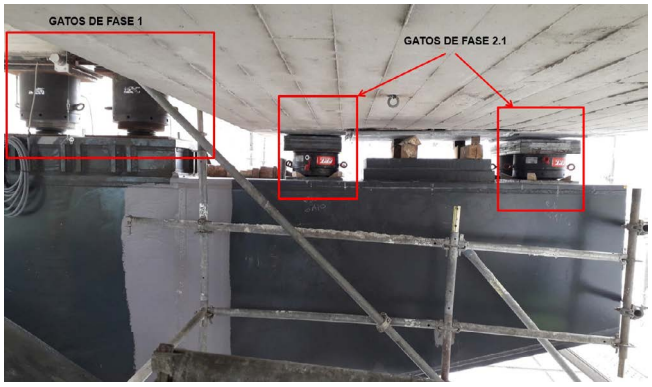


Figura 26. Ubicación de gatos para la fase de transferencia 2.1.

En primer lugar, se comprobó la presión existente en los gatos de fase 1, siendo equivalente a una reacción por alma de 6150 kN (se registraron pérdidas del 3%). Posteriormente, se aumentó ligeramente la presión de cada uno de estos gatos para poder liberar las tuercas y comenzar con la maniobra de transferencia.

El procedimiento de transferencia se inició con escalones de 100 bar (equivalente a unos 1600 kN de reacción por alma), observándose cómo comenzaba la descarga en los gatos de fase 1. Con una presión de 250 bar (4000 kN/alma) los gatos de fase 1 ya estaban prácticamente descargados. En este momento se decidió continuar la maniobra hasta alcanzar un desplazamiento en los gatos de fase 2 de 27 mm. De esta forma, se podía garantizar la transferencia total de cargas y conseguir a su vez el espacio suficiente para la instalación de los apoyos definitivos.

En esta situación final se registraron unos movimientos definitivos de 10 mm en el extensómetro 3 ubicado en la meseta de la pila (gráfica superior de la figura 27). Las lecturas topográficas leyeron desplazamientos verticales en la pila de 22 mm, coincidiendo de nuevo con los valores estimados según los modelos de cálculo, 23 mm en vertical y 17 mm en horizontal (gráfica inferior de la figura 27).

A nivel tensional, se registraron una vez más valores similares a los obtenidos en los modelos de cálculo (diferencias del orden del 5%). En concreto, en la sección 4 superior se midió una tensión de 105 MPa frente a 110 MPa de tensión media esperada (figura 28).

Posteriormente se colocaron en posición los aparatos de apoyo, que consistían en aparatos tipo POT esféricos. El espacio entre la chapa superior del apoyo y el tablero inferior se saneó y se inyectó con resina para garantizar el contacto y la ausencia de aire ocluido. Por último, ya sólo quedaba realizar la última maniobra de transferencia, que consistía en una descarga controlada de los gatos de fase 2.1 y la puesta en carga de los aparatos de apoyo definitivos (figura 29).

En primer lugar se comprobó la presión existente en dichos gatos siendo de aproximadamente 270 bar. A continuación, se aumentó ligeramente la presión de los 8 gatos (4 en cada alma) para poder desbloquearlos, realizando a continuación los siguientes escalones de descarga: 220 bar – 170 bar – 120 bar – 60 bar – 0 bar.

En los primeros escalones de descarga se apreciaron descensos del tablero del orden de 2 mm, debidos al reajuste del mismo sobre los aparatos de apoyo, ya que no se registró durante la maniobra ningún movimiento en la estructura de la

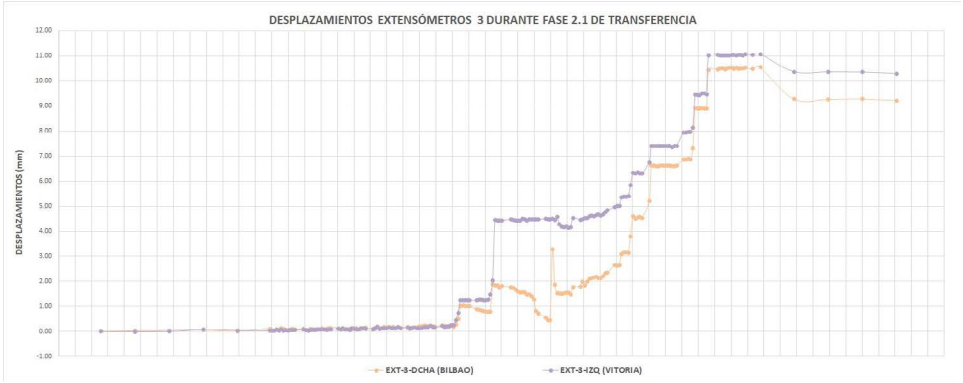


Figura 27. Gráficas con desplazamientos recogidos durante la fase 2.1 de transferencia.

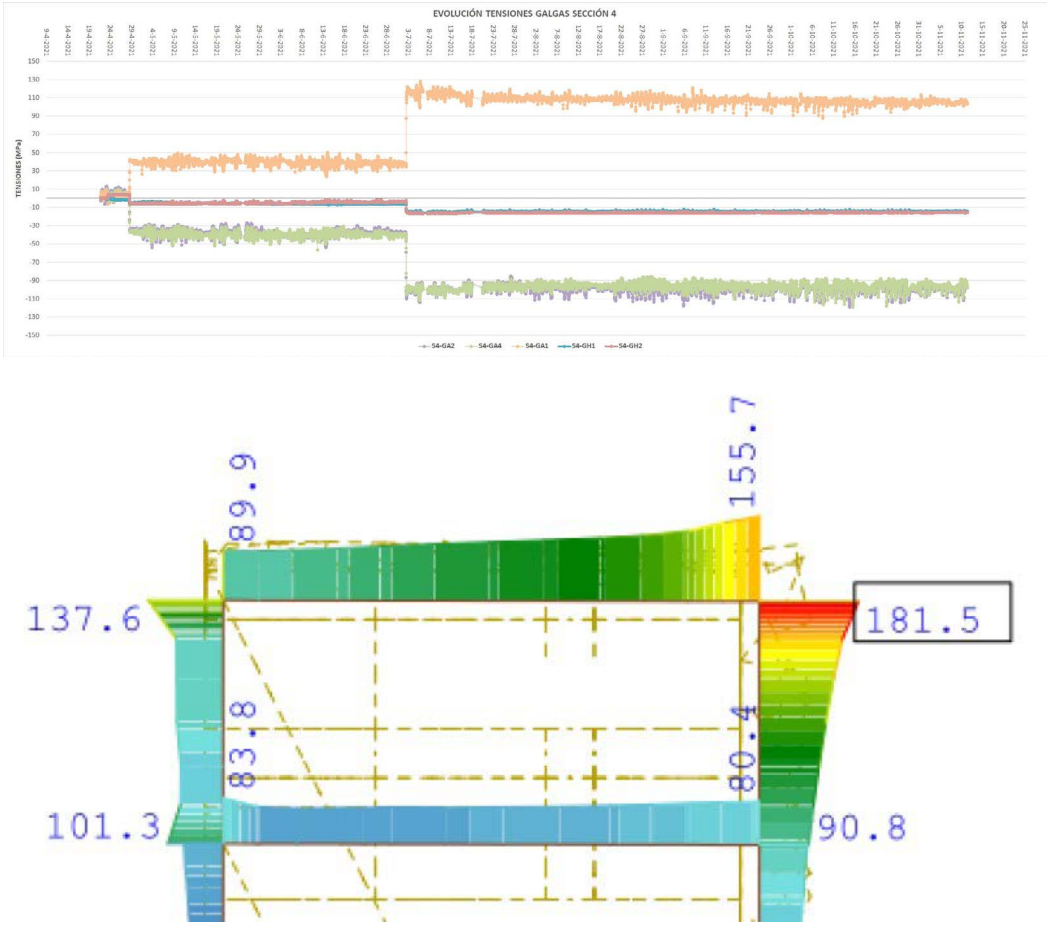


Figura 28. Gráficas con variación tensional en galgas de sección 4 (superior) y valores esperados del modelo de cálculo (inferior).

pila. De esta forma, se consiguió el objetivo de controlar y evitar desplazamientos adicionales en la nueva estructura.

Figura 29. Gatos y aparato de apoyo para la fase de transferencia 2.2.

10.
PRUEBA DE CARGA

La prueba de carga estática constó de dos etapas. En la primera de ellas se cargaba un lateral del tablero con dos camiones de 26 tn (etapa 1. fase 1) y posteriormente se añadían dos más (etapa 1. fase 2), resultando cuatro camiones en una mitad del tablero. En la segunda etapa se realizaba la misma operación en la otra mitad, dejando la pila cargada con 8 camiones (figura 30).

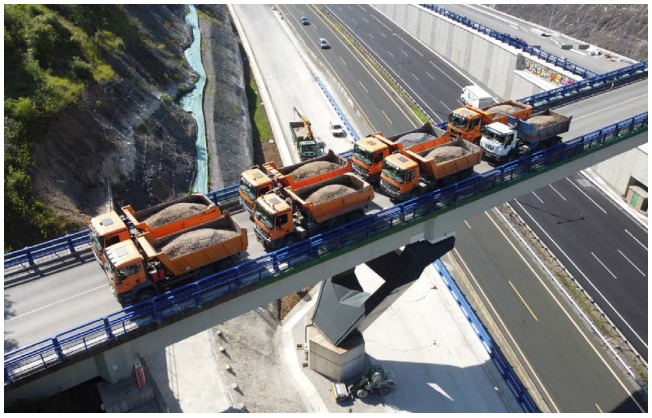


Figura 30. Prueba de carga_etapa 2.

Se realizaron lecturas topográficas a prismas y dianas de control ubicadas tanto en el tablero como en la pila. También se instaló un extensómetro vertical y un palpador de movimientos horizontales en cada uno de los aparatos de apoyo.

Los desplazamientos máximos medidos en la pila fueron del orden de 5 mm tanto en horizontal como en vertical (figura 31). En el acueducto se obtuvieron desplazamientos de 3 mm en el centro de vano principal. En las lecturas realizadas a las 24 h tras la finalización de la prueba de carga, se observó que el acueducto había recuperado por completo su geometría inicial. En la estructura de la pila se registró en algún punto alguna deformación remanente de 1 mm en vertical, que se consideró admisible.

Adicionalmente a la prueba de carga estática ya descrita, se realizó una prueba de carga dinámica con el paso de un camión de 26 tn a velocidad constante. El objetivo de esta prueba era conocer si la nueva pila y su cambio de rigidez habían modificado el comportamiento dinámico del acueducto.

A partir de los acelerómetros colocados en el acueducto se obtuvieron las siguientes frecuencias principales: 3.61 Hz, 5.04 Hz, 5.51 Hz, 6.62 Hz, 6.94 Hz, 9.2 Hz, mientras que en la prueba dinámica previa a la transferencia de pila los valores calculados fueron: 3.62 Hz, 6.60 Hz, 7.05 Hz, 7.31 Hz, 8.03 Hz, 8.18 Hz.

Según estos resultados, puede observarse cómo existen frecuencias que se han mantenido constantes y que corresponderán a modos de vibración independientes del cambio de pila, mientras que también han aparecido nuevas frecuencias en la parte baja del espectro motivadas por el cambio de rigidez de la estructura.

Por lo tanto, dado que los resultados de la prueba de carga dinámica proporcionaron valores de frecuencias principales de vibración del tablero similares a las obtenidas en la situación original del acueducto, se puede concluir que se mantienen las condiciones de rigidez y funcionalidad previas a la transferencia de pila.

11.
CONCLUSIONES

Cuando se comenzó a estudiar cómo resolver esta actuación, se tuvo especial cuidado en que la afección sobre el acueducto fuera mínima. A su vez, se buscó diseñar una nueva estructura que además de integrarse bien en su entorno, condicionado tanto por los elementos existentes como por las nuevas estructuras que se estaban ejecutando, consiguiera transmitir los esfuerzos de una forma sencilla y natural (figura 32).

La nueva pila ejecutada recoge el tablero, evitando su caída a pesar de la demolición del apoyo original, asemejándose a dos brazos que se lanzan a soportar un gran peso. A nuestro juicio, se ha conseguido un diseño orgánico, con formas puras y naturales donde cada uno de los elementos que conforman la estructura tiene un por qué. El especial cuidado con el que se ha tratado el diseño y la ejecución de los detalles ha sido fundamental para conseguir el resultado final (figura 33).

Para finalizar, queríamos agradecer a todas las empresas y trabajadores que participaron de alguna forma durante la ejecución de esta estructura. A modo particular, a los Directores de Obra, Pedro Rivas y Luis Ángel Rojo por la oportunidad y su confianza, y también a Francisco Javier Gómez Corral por su acompañamiento y consejo durante tantos años.

Anexo 1.
Principales participantes en el proyecto y obra

Propiedad y Dirección de Obra: Interbiak Bizkaia
Constructora: UTE PAGABIDEA (Geotúnel, Campezo, Gaimaz, Excavaciones Cantábricas)
Proyecto y Asistencia Técnica a la Dirección de Obra: IDOM, Consulting, Engineering, Architecture

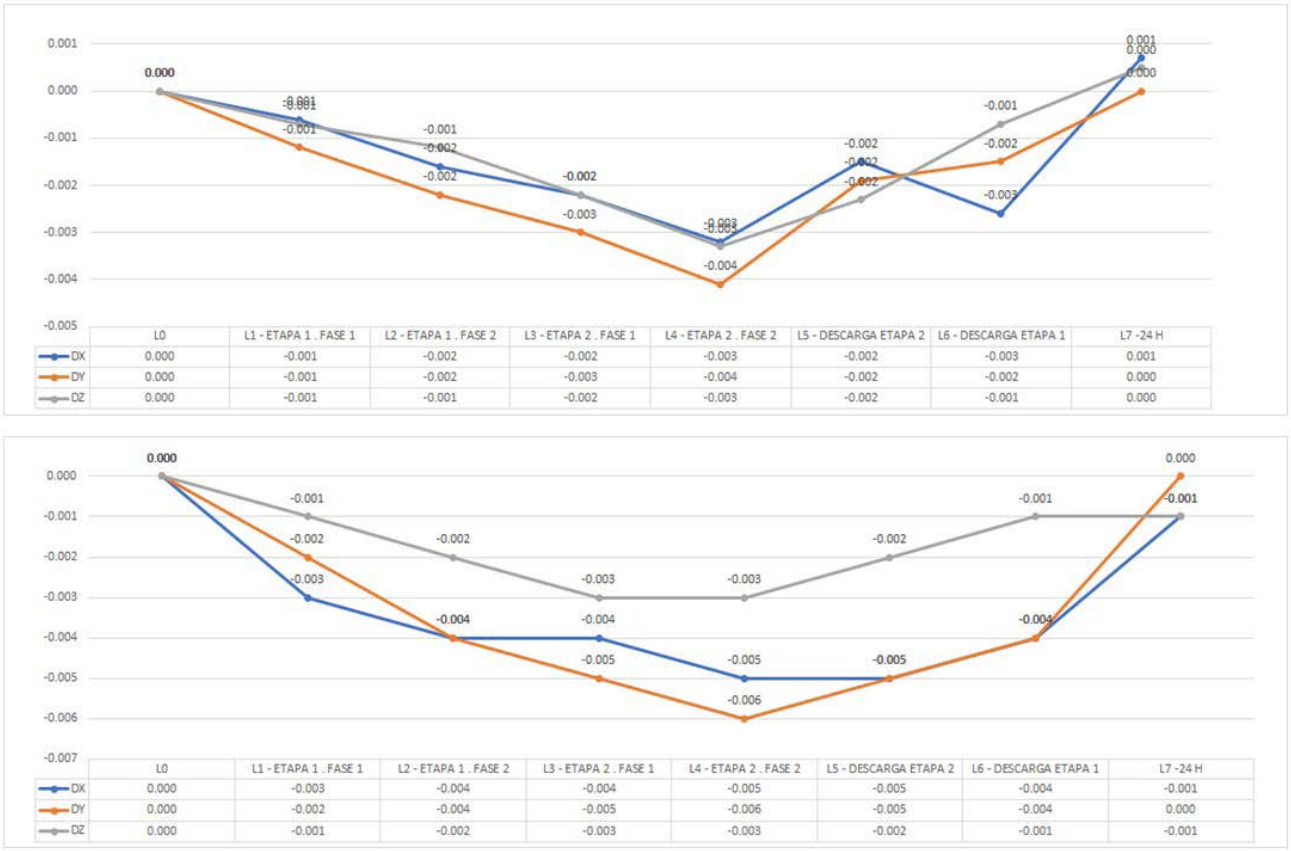


Figura 31. Desplazamientos en pila, lado norte y sur (mm).

Figura 32. Vista frontal.

Figura 33. Vista nocturna de la estructura.

Taller Estructura Metálica: Martifer
Instrumentación: Teknés Innovación
Demolición y Operación de Transferencia de Cargas: Grupo Orion

Referencias:

[1] Siegrist, C. 591-2-152- (1979) Pasos superiores en la autopista Bilbao-Zaragoza. Revista *Hormigón y Acero* nº130-131-132

[2] IAP 98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento. 1998

[3] Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carreteras RPX-95. Ministerio de Fomento. Abril 2003.

[4] Eurocódigo 2-UNE-EN-1992-1: Proyecto de estructuras de hormigón.

[5] Eurocódigo 3-UNE-EN-1993-1: Proyecto de estructuras de acero

[6] Eurocódigo 4-UNE-EN-10993-1: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.

[7] Instrucción de Hormigón Estructural. EHE 08. Ministerio de Fomento. 2008

[8] Guía de cimentaciones en obras de carretera. Ministerio de Fomento. 2009

[9] Schäfer, K. (1996) *Strut and Tie Models for the Design of Structural Concrete*. Workshop, Universität Stuttgart. Tainan

[10] Van Lund, J.A. (1991) Jacking Steel Bridge Superestructures in Washington State. *Transportation Research Record* 1319.

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2024
https://doi.org/10.33586/hya.2020.2585

Proyecto modificado del viaducto de la A-54 sobre el río Miño en Lugo

Modified Project of the A-54 Viaduct Over the Miño River in Lugo

Javier Muñoz-Rojas[*a], **Sara Fernández**[b], **Camilo Miguez**[c], **Sergio Sà**[d]

[a,b] *Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid*
[c, d] *Ingeniero Civil. Construgomes/Construpolis S.L*

Recibido el 7 de junio de 2019; revisado el 27 de mayo de 2020, aceptado el 14 de diciembre de 2020

RESUMEN

El viaducto sobre el río Miño se encuentra en la autovía A-54 Lugo-Santiago en el Tramo Enlace de Vilamoure - Enlace de Nadela del Sur (Lugo). La obra se sitúa en un tramo con planta curva y radio 1000 m. El diseño inicial de Egis-Eyser planteó una obra de 341 metros, con un tablero en sección cajón construido por voladizos sucesivos con una distribución de luces de 93-155-93. Durante las obras Carlos Fernández Casado S.L desarrolló un proyecto modificado para la empresa constructora Construpolis introduciendo cambios en la solución prevista para la sección cajón del tablero para poderlo ejecutar in-situ a sección completa y sin necesidad de costillas transversales.

PALABRAS CLAVE: Voladizos sucesivos, sección cajón, hormigón pretensado, carros de avance.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The viaduct over the Miño River is located on the A-54 Lugo-Santiago motorway on the Vilamoure Link - Nadela del Sur (Lugo) Link Section. The viaduct is located in a curved layout and 1000 m radius and is 341 meters long, with a span distribution of 93-155-93. The width is 22.80 meters with four lanes. It is solved with a prestressed concrete box section with inclined 117° webs and parabolically variable edge with 8 m in the pier section and 4.0 m in span center. The deck is constructed by balanced cantilever. The reference design was developed by EGIS-EYSER. CFC developed an alternative solution modifying the configuration of the box girder.

KEYWORDS: Balanced cantilever, box girder, prestressed concrete, traveller.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: cfcsl@cfcsl.com (Javier Muñoz Rojas)

Cómo citar este artículo: Muñoz-Rojas, J., Fernández, S., Miguez, C., & Sá, S. (2024). Proyecto modificado del viaducto de la A-54 sobre el río Miño en Lugo. *Hormigón y Acero*. 75(304):81-87 https://doi.org/10.33586/hya.2020.2585

1. INTRODUCCIÓN

El viaducto sobre el río Miño se encuentra en la autovía A-54 Lugo-Santiago en el Tramo Enlace de Vilamoure - Enlace de Nadela del Sur (Lugo), cuyo proyecto de construcción fue realizado por Egis-Eyser. Las obras fueron adjudicadas a la UTE Nadela formada por las empresas Copasa-Aldesa. La construcción del viaducto sobre el Río Miño fue encargado por dicha UTE a la empresa hispano-portuguesa Construpolis-Construgomes Engenharia S.A. que a su vez solicitó a Carlos Fernández Casado SL el desarrollo de un proyecto modificado del puente.

El proyecto modificado respetó escrupulosamente la configuración general prevista por Egis-Eyser, que planteaba un puente de tres vanos con luces 93-155-93 m con sección cajón de canto variable construido por voladizos sucesivos.

Dada la altura de las pilas (50 m), el proyecto inicial recurría a la solución de empotramiento flexible del tablero sobre pilas formadas por doble tabique: el apoyo se realizaba inicialmente sobre pilas rectangulares que a partir de una altura de 24m se transforman en diafragmas verticales.

Como es bien conocido se trata de una solución muy adecuada para mantener las ventajas del empotramiento tablero-pila –particularmente durante la ejecución para garantizar la estabilidad ante situaciones desequilibradas- y a la vez proporcionar la suficiente flexibilidad para así reducir la rigidez del sistema frente a movimientos horizontales provocados por las acciones térmicas y reológicas evitando así la aparición de esfuerzos excesivos.

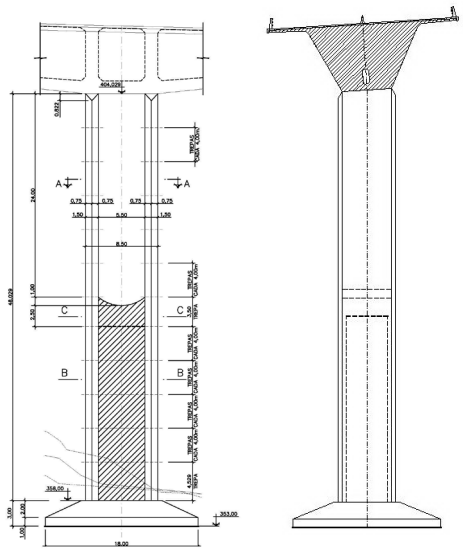


Figura 1. Alzados lateral y frontal de la pila.

Figura 2. Imagen de la pila.

El único ajuste introducido en el proyecto modificado fue el cambio de la configuración de la sección del tablero. La solución inicial planteaba un cajón único de almas inclinadas y losa superior apoyada cada 4.25 sobre costillas transversales que se extendían en los vuelos laterales. La construcción del tablero estaba prevista en dos fases:

- Ejecución del cajón central sin vuelos por avance en voladizo
- Ejecución en segunda fase de los vuelos por medio de costillas prefabricadas cosidas con pretensado a la sección cajón sobre las cuales se realizaba la losa con la ayuda de prelosas colaborantes.

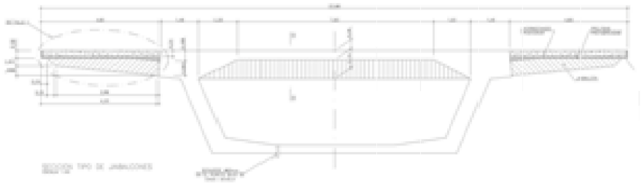


Figura 3. Sección tipo tablero del proyecto de EGIS-EYSER.

El proyecto modificado realizó el ajuste de la sección para poder simplificar su construcción aprovechando la gran capacidad de los carros de avance de Construgomes, capaces de realizar la sección completa en una fase. El cambio no tuvo ningún efecto práctico en el diseño de pilas, estribos y cimentaciones.

Figura 4. Vista de la construcción en voladizo con carros de avance.

Esta situación además permitió cambiar la solución prevista en la losa superior con costillas transversales por la de losa maciza con espesor variable, opción que simplifica los moldes y la ejecución de dicho elemento y favorece el ciclo constructivo.

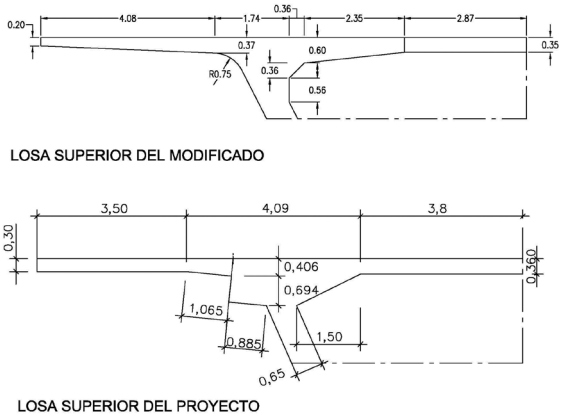


Figura 5. Comparativa de losas.

En paralelo se llevó a cabo un estudio para intentar optimizar al máximo espesores y cuantías de materiales, aprovechando la elevada resistencia prevista para el hormigón del tablero (50 Mpa). Lo más relevante en este sentido es que las almas de la sección cajón se graduaron en espesores lo más estrictos posible, desde 60 cm en apoyos hasta 30 cm en las zonas centrales, valor realmente reducido pero perfectamente viable como mostraron las correspondientes comprobaciones estructurales.

2. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO

El viaducto se sitúa en un tramo con planta curva y radio 1000 m y tiene una longitud de 341 metros, con una distribución de luces de 93-155-93.

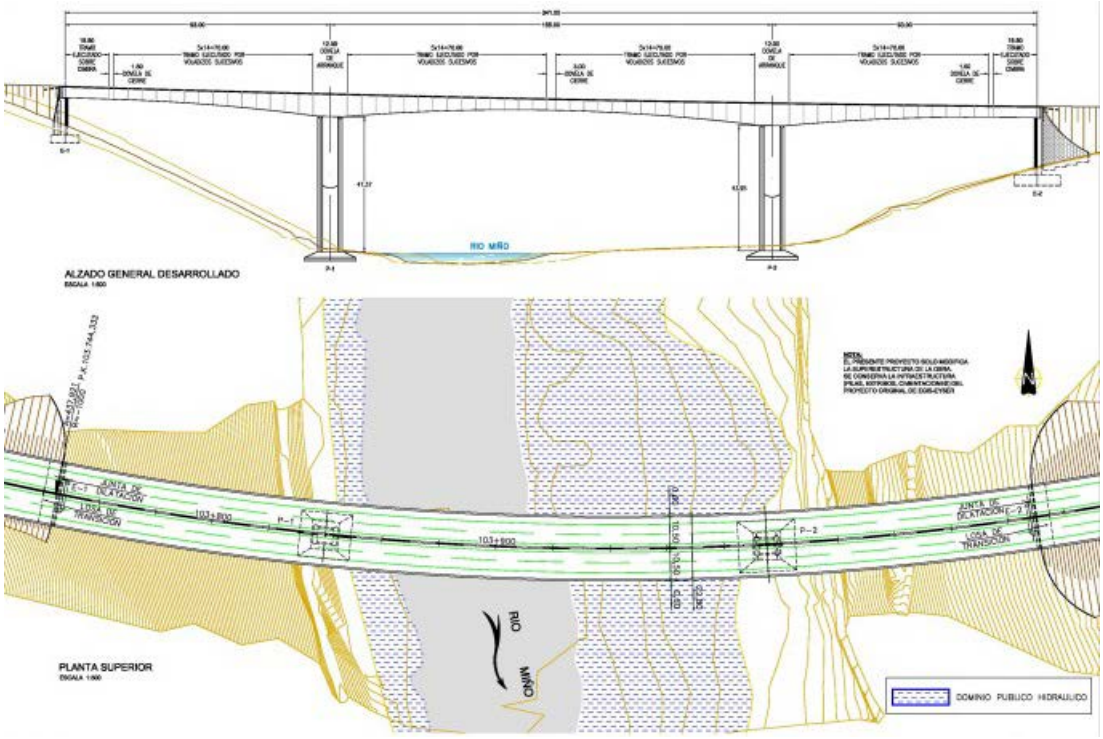


Figura 6. Planta y alzado del viaducto.

Figura 7. Vista de la obra terminada.

Para salvar estas luces se opta por una sección cajón de hormigón pretensado de canto variable con una parábola, de 8m de canto en la sección de pilas y de 4m en el centro del vano principal y en estribos. Las almas del cajón están separadas entre sí 6 m en la losa inferior sobre pilas y 10.08m en el centro de vano y tienen una inclinación de 117° y los vuelos son de 4.11 m.

La losa superior tiene un espesor de 0.35 m, mientras que la losa inferior tiene un espesor variable de 0.50 m en las dovelas de apoyos llegando a ser 0.30 m en las centrales. Las almas son de 0.50 m de espesor en todo el puente salvo en las dovelas de pila que son de 0.65 m.

La sección alberga 2 calzadas, separadas con una barrera New Jersey, con dos carriles cada una con una sección total de 22.80 m.

El tablero está pretensado con tendones de 31, 22, 19 y 12 cordones de 15.7 mm con una tensión de rotura fpu=1860 MPa. Los cables se han agrupado en función de su posición y momento de puesta en carga:

- Pretensado Superior de Proceso: Pretensado en losa superior durante la construcción por voladizos sucesivos.
- Pretensado Inferior de servicio: Pretensado de continuidad en losa inferior que se introduce una vez conectados los voladizos.

El diseño de los cables se ha realizado para poder ejecutarse con una construcción simétrica de dovelas, siendo activos los anclajes desde las dovelas simétricas salvo en casos puntuales.

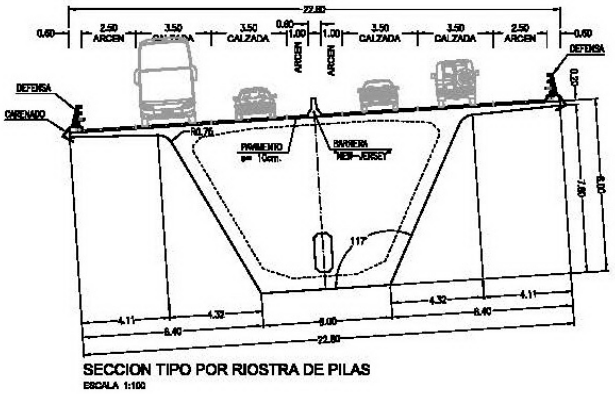


Figura 8. Sección por pila.

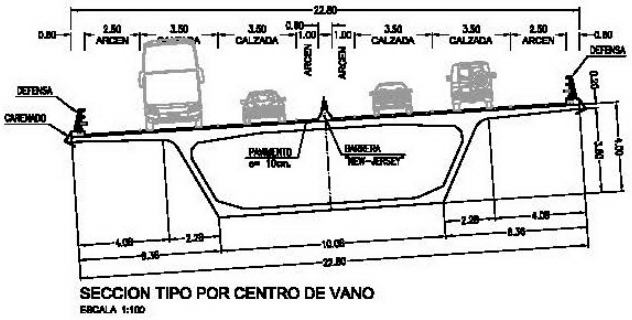


Figura 9. Sección por centro de vano.

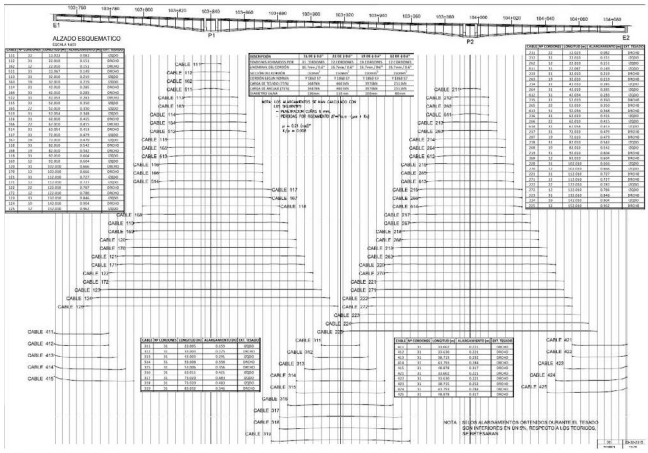


Figura 10. Distribución de cables de pretensado.

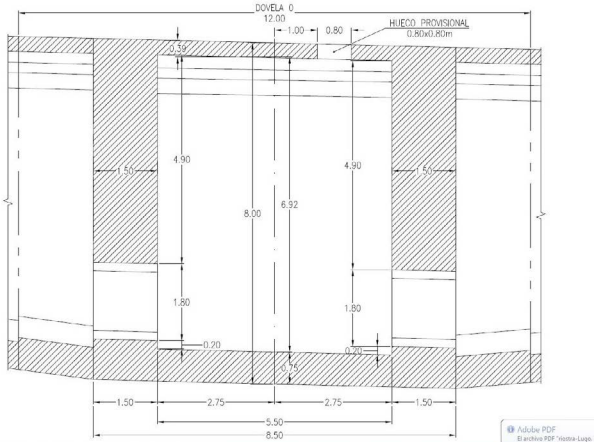


Figura 11. Sección longitudinal por pila.

Todos los anclajes superiores están dispuestos en el frente de dovela, en la cartela superior o en el alma.

El tablero está empotrado en las pilas a través de las riostras de pila, las cuales se configuran como continuación de los dos mamparos que forman la parte superior de los fustes de las pilas. En la figura 12 se muestra como queda la ristra sobre pila.

El tablero se encuentra empotrado en ambas pilas, mientras que en los estribos descansa sobre dos apoyos pot con el tiro impedido, y uno de ellos coaccionado transversalmente, mientras el otro es libre completamente en horizontal.

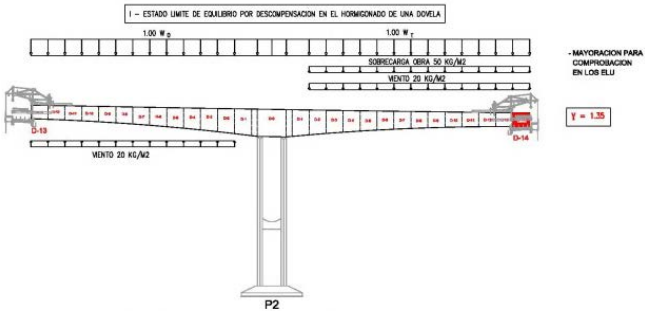


Figura 12. Hipótesis 1 de desequilibrio.

3.
COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

En el cálculo del proceso constructivo, puesto que se trataba de una construcción de tablero por avance en voladizo se realizó la comprobación del tablero para tres hipótesis de desequilibrio:

- HIPÓTESIS 1: Peso propio con desequilibrio con desequilibrio de una dovela. Una sobrecarga uniforme en el mismo voladizo, y un viento vertical que acentúa dicho desequilibrio
- HIPÓTESIS 2: Como la hipótesis anterior pero suponiendo que uno de los voladizos tiene un peso propio un 2.5% superior al otro

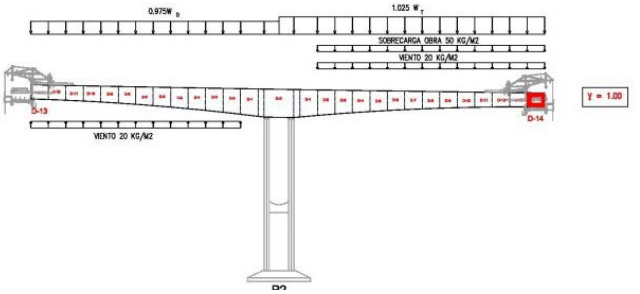


Figura 13. Hipótesis 2 de desequilibrio.

- HIPÓTESIS 3: Peso propio equilibrado con caída de carro. Se supone la caída de carro sin hormigón.

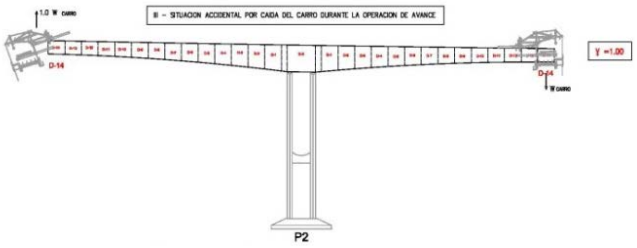


Figura 14. Hipótesis 3 de desequilibrio.

Se comprobó no sólo el dimensionamiento del tablero sino también el dimensionamiento de la subestructura cuyo diseño no se había cambiado, llevando a refuerzos puntuales menores en la conexión diafragmas-tablero.

Otro estudio particular realizado que se hizo fue la evaluación de los esfuerzos transversales para el dimensionamiento de la armadura transversal comparando los modelos planos ("rebanadas" de 1 m) con los espaciales con elementos lámina.

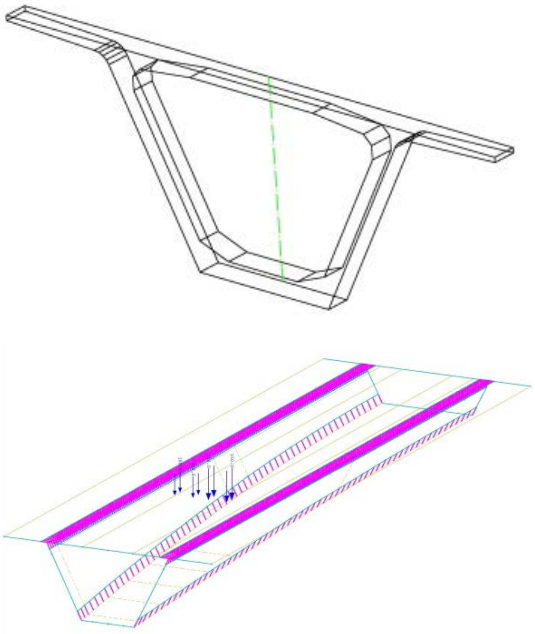


Fig 15. Modelo plano y espacial.

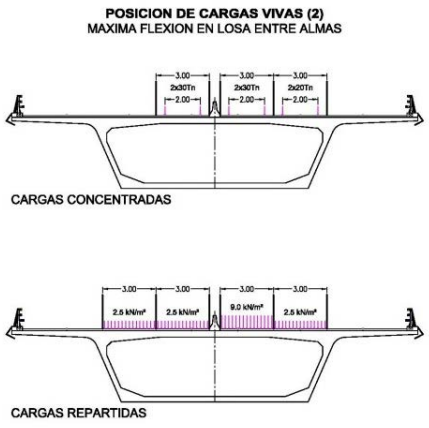


Fig. 16 Situaciones de carga analizadas.

A partir de estos modelos se obtuvieron los diversos esfuerzos en la sección y con ellos se dimensionó la armadura. En el caso de la flexión transversal los gráficos resultantes de máximo y mínimo flector transversal se muestra en la figura. A partir de estos resultado se pudo ajustar adecuadamente el dimensionamiento de la armadura transversal y la comprobación completa de la distribución de tensiones longitudinales a lo largo de la sección y de las almas.

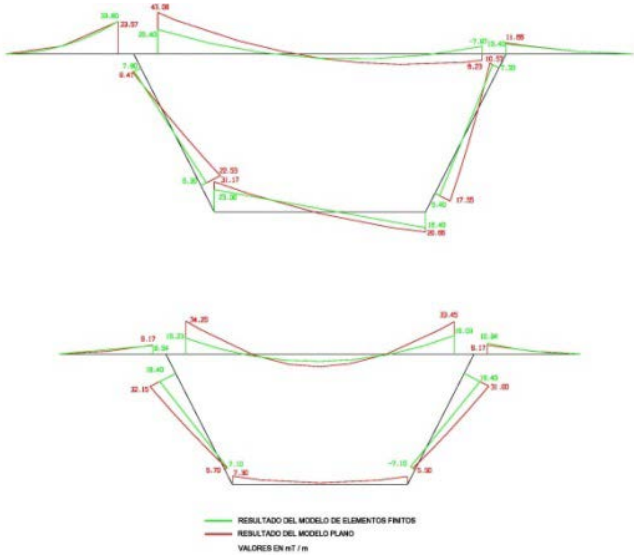


Fig. 17. Comparación de momentos flectores transversales (verde modelo plano/ rojo modelo espacial).

Por otro lado, y como es necesario en estructuras evolutivas como las construidas por voladizos sucesivos, se realizó el cálculo de la redistribución de esfuerzos como consecuencia de los efectos reológicos con un método paso a paso y la formulación prevista en el Código Modelo. Los resultados se emplearon tanto para el dimensionamiento general de pretensado y armadura –que principalmente afecta a las zonas de centro de vano– como en la estimación de la amplificación de la deformación del puente.

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El tablero se realiza con la técnica de avance en voladizo, empleando carro de avance y hormigonando las dovelas in situ. Por necesidades de plazo se emplearon dos juegos de carro actuando simultáneamente. Los carros empleados, de 240t, permitieron hacer las dovelas de 5.00 m previstas en proyecto con un ciclo de dovela por semana.

El reto del diseño del tablero estuvo en la reducción al máximo del espesor de las almas, pudiendo así reducir el peso de cada dovela, para poder ejecutarlas a sección completa

La dovela de arranque sobre pila es de 12 m, 6m a cada lado de la pila, que se ejecutaron empotradas a los mamparos de las pilas.

Se ejecutaron los avances de manera simétrica respecto a la pila, con 14 dovelas simétricas de 5m a sección completa.

Figura 18. Imagen durante la construcción.

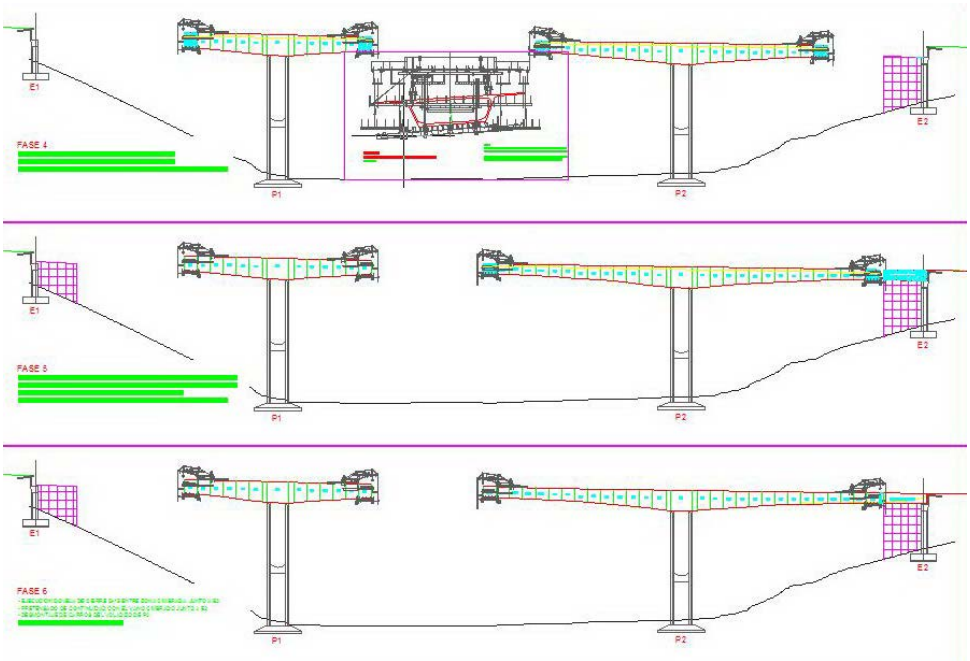


Figura 19. Esquema de la construcción en avance en voladizo.

El cierre del vano central se realizó con una dovela de clave, mientras que en los vanos laterales se realiza el cierre con una dovela de 1.50m a unos tramos cimbrados de 15.50m.

Durante el proceso constructivo se llevó a cabo el control geométrico del tablero. Después de la ejecución de cada dovela se nos daba la posición en la que había quedado tanto la última dovela como todas las anteriores, para poder comprobar tanto las flechas en los voladizos como los posibles giros de la pila, que a priori debían ser simétricos en ambos lados. A continuación se les indicaba donde tenían que colocar el carro de avance según la flecha esperada.

Las contraflechas de construcción se establecieron para compensar las del peso propio durante la construcción, las de la carga permanente y el 75% de las flechas diferidas por efectos reológicos del hormigón.

5. ASPECTOS A DESTACAR DURANTE LA EJECUCIÓN.

Durante la construcción la coincidencia entre deformación real del tablero y las estimaciones numéricas de la misma fue prácticamente perfecta. Sin embargo en la fase final justo antes del cierre hubo un efecto imprevisto que produjo un pequeño desajuste en una de las "T". En la operación de conexión del tramo en voladizo con el tramo cimbrado del lado del estribo 1, las imbricación de las armaduras de espera de ambos frentes el lado provocó un leve apoyo de entre ambos tramos. Esto fue suficiente para provocar un ligero cambio en la configuración de la obra con respecto a lo previsto en el cálculo, pasando el voladizo a contar con un ligero apoyo flexible en uno de sus extremos. La leve diferencia del momento sobre pila –que

debería teóricamente estar prácticamente equilibrado a ambos lados– provocó un pequeño giro del conjunto pila-tablero en la sección de apoyo. Con los voladizos máximos este giro se tradujo en un descenso adicional voladizo libre del vano central de unos 10 cm.

Detectado este efecto se tuvo la precaución para evitar que se repitiera en la otra pila. Para restituir la rasante se realizaron rellenos con hormigón ligero, con espesor puntual máximo de 10 cm. Las comprobaciones estructurales demostraron que la capacidad de la estructura era suficiente para no tener que realizar ninguna medida de refuerzo adicional.

6.
CUANTÍAS PRINCIPALES

Hormigón HP-50	6644m³	0.85m3/m²
Armadura S-500	1271812kg	163kg/m²
Pretensado Y-1860	304216kg	39kg/m²

7.
FICHA TÉCNICA

- Propiedad: Ministerio de Fomento
- Proyecto original: *Egis-Eyser*.
- Constratista tramo Enlace de Vilamoure - Enlace de Nadela del Sur: *UTE Nadela (Copasa-Aldesa)*. Jaime Gutiérrez
- Ejecución del puente (2014-2015): C*onstrupolis-Construgomes Engenharia S.A*
  Camilo Míguez, Sergio Sá, Nuno Filipe
- Proyecto modificado del tablero: C*arlos Fernández Casado S.L.*: Javier Muñoz-Rojas, Sara Fernández,
- Asistencia técnica a la Dirección de Obra: *Egis-Eyser*
- Revisión del proyecto modificado: *Arenas y Asociados*. Emilio Merino

Agradecimientos

Agradecemos a Construpolis-Construgomes por permitir el uso de las fotografías aéreas que acompañan este artículo.

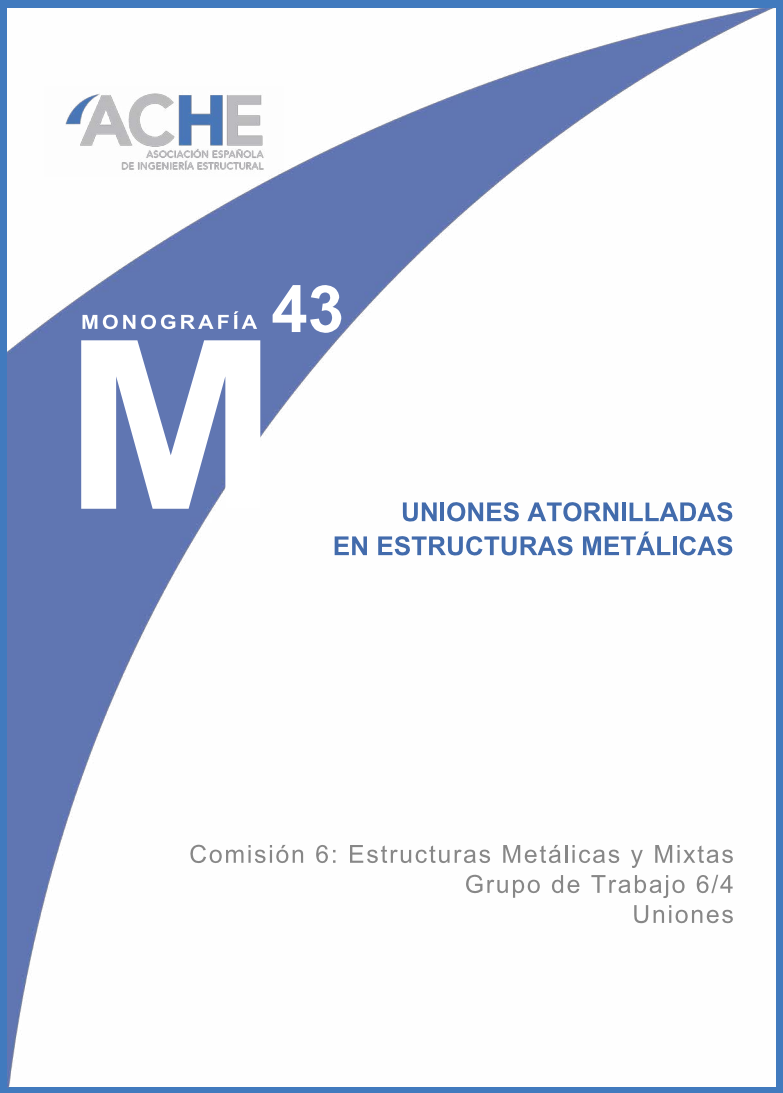
Referencias

[1] Manterola, J (2006). *Puentes. Apuntes para su diseño, construcción cálculo y construcción*. Madrid, Colegio de Ingenieros, Caminos, Canales y Puertos.

[2] SETRA. (2007) *Design Guide. Prestressed concrete box-girder bridges built using the cantilever method*. Francia, Collection Sétra.

ACHE

MONOGRAFÍAS



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

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2024
https://doi.org/10.33586/hya.2020.2856

Depósito de cloruros en el hormigón en las atmósferas de la isla de Tenerife-España

Deposition of Chlorides in the Concrete in the Atmospheres of Tenerife Island- Spain

Concepción Blanco Peñalver[a], Carmen Andrade Perdrix[*,b], R. Souto Suárez[c], J. J. Santana Rodríguez[d], N. Rodríguez Brito[e]

[a] *Dr. Química. Consejería de Obras Públicas y Transportes. Gobierno de Canarias*
[b] *Dr. Química Industrial. International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), UPC*
[c] *Prof. Dr. Departamento de Química, Universidad de La Laguna*
[d] *Prof. Dr. Departamento de Ingeniería de Procesos, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria*
[e] *Dr. Química. Consejería de Obras Públicas y Transportes. Gobierno de Canarias*

Recibido el 9 de julio de 2019; revisado el 21 de abril de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El efecto del viento sobre la superficie del mar y su oleaje cerca de la costa provoca la formación de un aerosol con un contenido de cloruros y sales que depende de su velocidad. Este aerosol penetra por la red de poros pudiendo provocar la corrosión de la armadura lo que ha sido estudiado en probetas de hormigón situadas al menos en dos atmósferas de Brasil. No existen en cambio estudios similares en España. En el presente trabajo se comunican los contenidos de cloruros que se han recogido con el método de la vela húmeda en cinco estaciones colocadas en diversos emplazamientos de la Isla de Tenerife en España.

PALABRAS CLAVE: Durabilidad y mantenimiento de estructuras, hormigón, cloruros, aerosol marino.

©2024 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The effect of the wind on the surface of the sea and its waves near the coast causes the formation of an aerosol with a content of chlorides and salts that depends on wind speed. This spray penetrates the concrete and can cause corrosion of the reinforcement, which has been studied in concrete specimens located in at least two atmospheres in Brazil. There are no similar studies in Spain. In the present work, the contents of chlorides that have been collected with the wet candle method in five stations placed in various locations of the Island of Tenerife in Spain are communicated.

KEYWORDS: Durability and maintenance of structures, concrete, chlorides, marine aerosol.

©2024 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: candrade@cimne.upc.edu (María del Carmen Andrade Perdrix)

Cómo citar este artículo: Andrade, M. del C., Blanco, C., Souto, R., Santana, J., & Rodríguez, N. (2024). Depósito de cloruros en el hormigón en las atmósferas de la Isla de Tenerife-España. *Hormigón y Acero*. 75(304):89-92 https://doi.org/10.33586/hya.2020.2856

1. INTRODUCCIÓN

En los códigos sobre hormigón estructural, los ambientes se clasifican en función del riesgo por carbonatación o cloruros y tienen en cuenta el grado de humedad que tiene la atmósfera. En cada uno de los ambientes, las cantidades mínimas de cemento, los contenidos máximos de agua/cemento y los espesores de recubrimiento son variados para prevenir el riesgo de corrosión. Esta clasificación en general refleja bien los riesgos aunque a veces en una misma estructura se dan varios ambientes y se obliga con ello a usar distintos tipos de hormigón y distintos recubrimientos.

Con el objetivo de progresar en la recomendación de mezclas óptimas de hormigón para cada ambiente, se ha realizado un amplio estudio del que el presente trabajo aporta los aspectos de la deposición de cloruros en hormigones en contacto con la atmósfera marina aérea. Para ello, primero se han caracterizado los ambientes existentes en el Archipiélago Canario en relación al contenido de cloruros en suaerosol marino. También, se ha caracterizado tanto con la humedad relativa como con la temperatura. El Archipiélago Canario se caracteriza por presentar sectores climáticos variados en una zona geográfica muy reducida lo que le confiere la propiedad de ser un laboratorio natural ex-

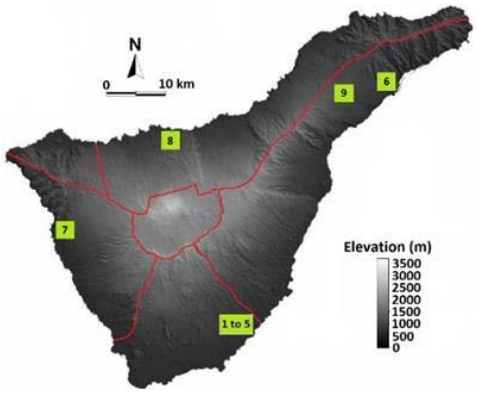


Figura 1. Situación de las estaciones de ensayo en la Isla de Tenerife.

Figura 2. Probetas cilíndricas en estación de ensayo.

Figura 3. Dispositivo de vela húmeda para la captación de cloruros del aerosol marino.

Figura 4. Probetas cilíndricas con la bufanda

cepcional para el estudio de la penetración de cloruros [1]. Otra cuestión importante de señalar es que los hormigones fabricados en Canarias se caracterizan por el origen volcánico de sus áridos, siendo los cementos Portland con puzolana los más usados.

En cuanto a las peculiaridades del ingreso de cloruros en zonas aéreas, el efecto del viento sobre la superficie del mar y su oleaje cerca de la costa provoca la formación de un aerosol con un contenido de cloruros y sales que depende de la velocidad de ese viento [2]. Este aerosol es transportado por el viento hacia el interior de tierra hasta que termina depositándose, y en el caso de las estructuras de hormigón, penetra por la red de poros pudiendo provocar la corrosión de la armadura. El alcance hacia el interior de este aerosol ha sido estudiado por numerosos investigadores y existen modelos, al igual que se ha estudiado su acumulación en probetas de hormigón situadas al menos en dos atmósferas de Brasil. No existen en cambio estudios similares en España.

TABLA 1
Resultados de los ensayos de laboratorio realizados a los hormigones.

Ensayo		Código	
		C-12	C-13
Resistencia a compresión fc_{med} 28 días (MPa)		45,7	44,8
Penetración de agua	Pmáx (mm)	36,1	24,2
	Pmed (mm)	15,4	10,6
Porosidad por intrusión de mercurio(%Vol)		16,27	17,03
Porosidad al agua (%Vol)		16,50	17,75
Resistividad eléctrica	28 días (Ω.m)	72,6	79,4

2. PARTE EXPERIMENTAL

En el presente trabajo se comunican los contenidos de cloruros que se han recogido con el método de la vela húmeda en cinco estaciones colocadas en diversos emplazamientos de la Isla de Tenerife como muestra la figura 1. En ellas se colocaron las probetas cilíndricas de 15 x 30 cm (figura 2).

Los cloruros se recolectaron mediante el método de la vela húmeda (figura 3), así como mediante una "bufanda" que se colocó en algunas probetas (figura 4).

Se fabricaron dos tipos de hormigón con áridos del litotipo Basalto Afanítico Masivo (BAFM) y cementos con adiciones puzolánicas canarias. Las muestras fueron sometidas a los ensayos tradicionales. En la tabla 1 se recogen los resultados obtenidos.

3. RESULTADOS

En las figuras 5 a 7 se muestran los datos climáticos mensuales registrados durante los años de duración de este estudio (fuente AEMET Opendata), de las estaciones meteorológicas más cercanas a nuestras estaciones de ensayo (TFN es la más cercana a la estación de ensayo LL/M-9, TFS a las estaciones ITER-1 a ITER-5 y P/C a la estación S/J-8)

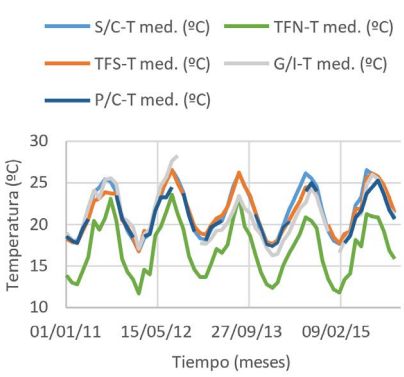


Figura 5. Evolución de la temperatura.

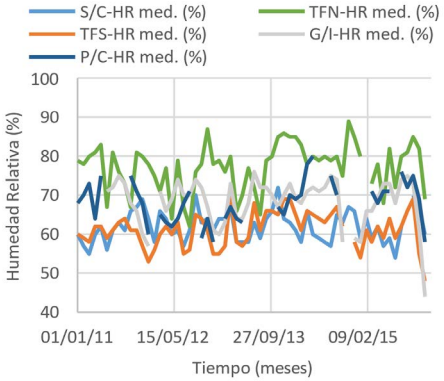


Figura 6. Evolución de la humedad relativa.

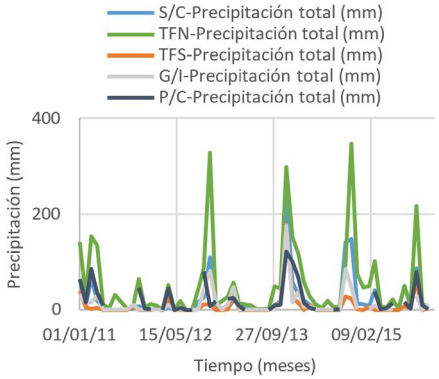


Figura 7. Precipitación.

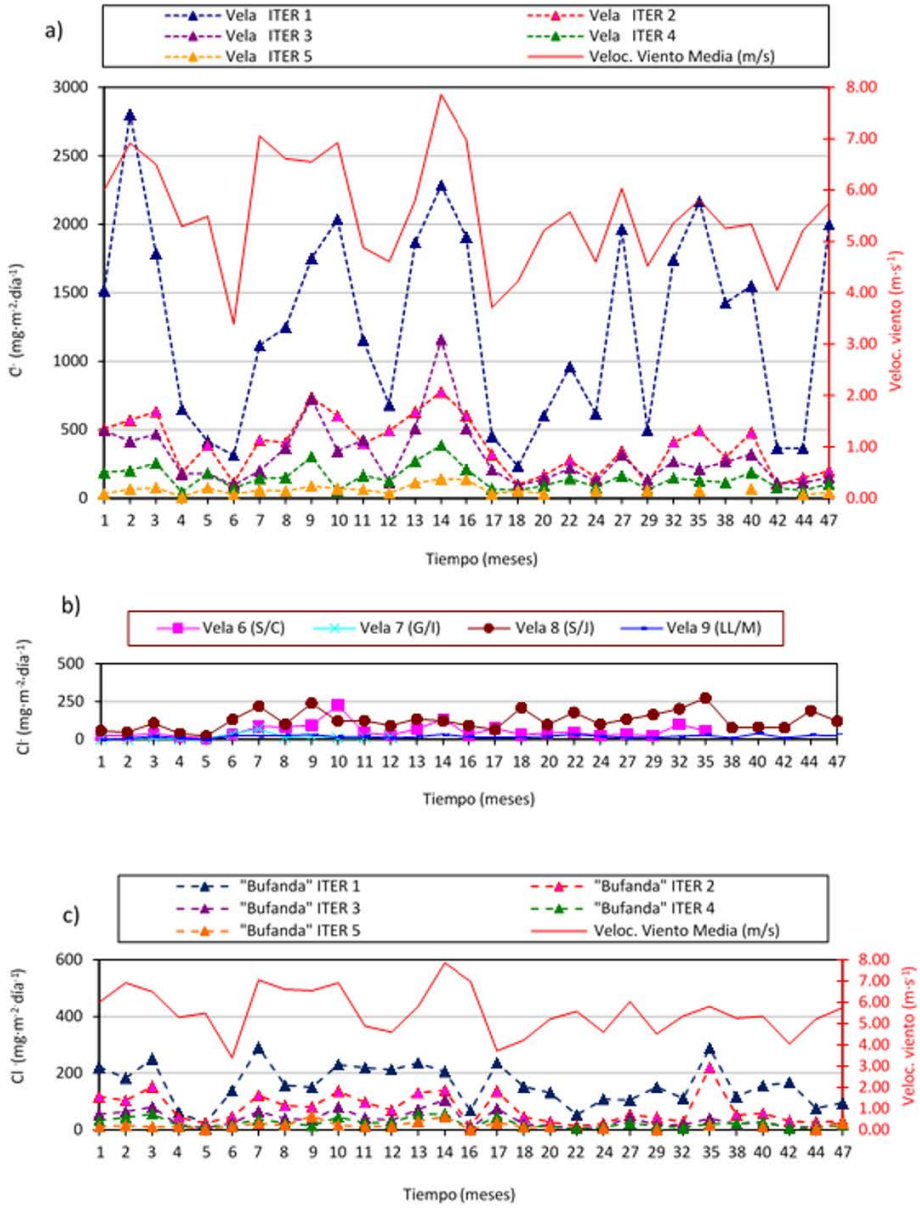


Figura 8. a) Cloruros mensuales recogidos por las velas húmedas situadas en las cinco estaciones de la zona sur- sureste (Granadilla) a diferentes distancias del mar y velocidad del viento media. b) Cloruros mensuales recogidos por el dispositivo de la vela húmeda situado en las estaciones de ensayo 6 a 9. c).- Cloruros recogidos por las "bufandas" situadas en las cinco estaciones de la zona sur-sureste (Granadilla) a diferentes distancias del mar y velocidad del viento media.

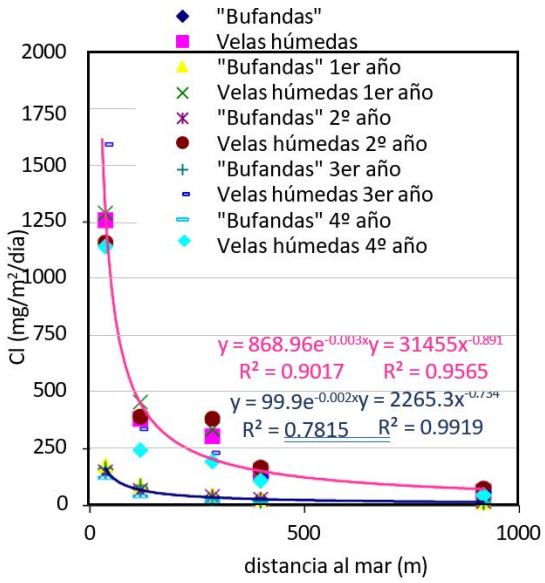


Figura 9. Efecto de la distancia en el depósito de cloruros.

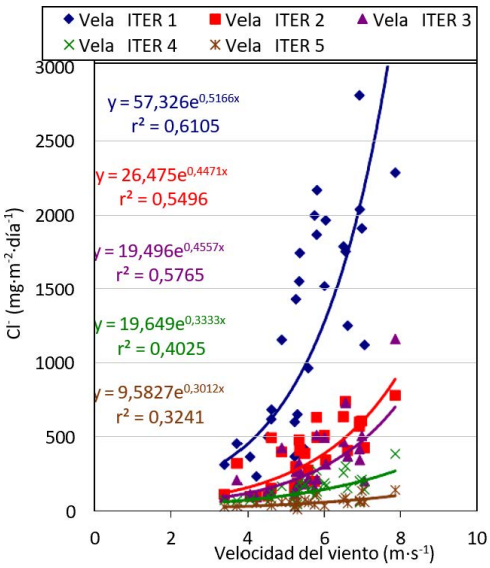


Figura 10. Efecto de la distancia en el depósito de cloruros.

En la figura 8 (a, b y c) se representan los valores de concentración media de cloruros para todas las estaciones de ensayo conjuntamente con la velocidad media mensual del viento en las estaciones ITER-1 a 5. A medida que aumenta la velocidad del viento aumenta la concentración de cloruros recolectados por la vela húmeda y la bufanda. La velocidad promedio registrada es superior a los 3 m·s^{-1} en todo el periodo de estudio, lo que la sitúa por encima del umbral estudiado por otros autores [3,4].

4. DISCUSIÓN

Los resultados encontrados confirman el descenso exponencial de la deposición de cloruros con la distancia a la costa (figura 9) y con la velocidad del viento (figura 10).

Solo en una de las estaciones los cloruros depositados han tenido relevancia desde la perspectiva de la durabilidad de la armadura, ya que en las demás la cantidad depositada ha sido muy pequeña. La relación entre la distancia y el depósito de cloruros ha sido de tipo potencial $D = a{\cdot}x^{-b}$ mientras que la relación con la velocidad del viento ha sido exponencial $D = a{\cdot}e^{bv}$, ecuaciones en las que a y b son parámetros de ajuste empírico. En el trabajo se comparan estos resultados con los propuestos por Meira [3,4], no encontrándose una completa concordancia, posiblemente debido al irregular régimen del viento en el presente caso y a que la velocidad en la isla de Tenerife es mayor que la registrada por Meira que fue de alrededor de 3 m.s-1. Es precisamente para velocidades mayores de 3 m.s-1 cuando existen divergencias en la literatura debido al mayor arrastre del aerosol por las mayores velocidades. Las cantidades que penetran en el hormigón, son función de su calidad como era esperable. En el presente trabajo se dan los datos encontrados con los hormigones ensayados.

Como conclusión práctica en este trabajo se comprueba que la mayor distancia a considerar es la de 100-300 metros ya que los cloruros depositados a distancias mayores son cantidades muy pequeñas.

Agradecimientos

Los autores agradecen las facilidades prestadas por el Servicio de Laboratorios y Calidad de la Construcción del Gobierno de Canarias. Asimismo agradecen la colaboración del Instituto Canario de Investigaciones Agrarias (ICIA) y del Instituto Tecnológico y de Energías Renovables, S.A. (ITER). Finalmente quieren reconocer la Beca Innova ULPGC y la inspiración al Proyecto CALIDUR del Instituto de Ciencias de la Construcción del CSIC en colaboración con las CCAA.

Referencias

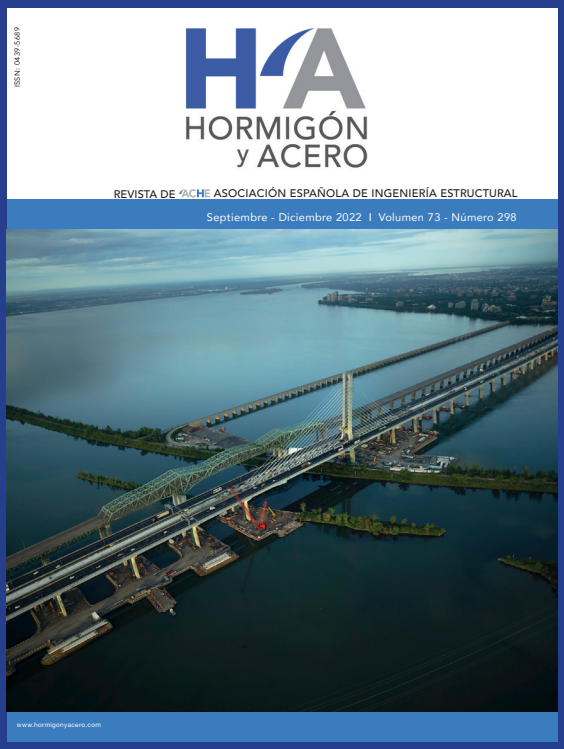
[1] Caracterización climática de las Islas Canarias para la aplicación del código técnico de la Edificación, CLIMCAN-010 y de su aplicación informática complementaria, CTE-DR/008/11. Gobierno de Canarias, Santa Cruz de Tenerife, 2011.

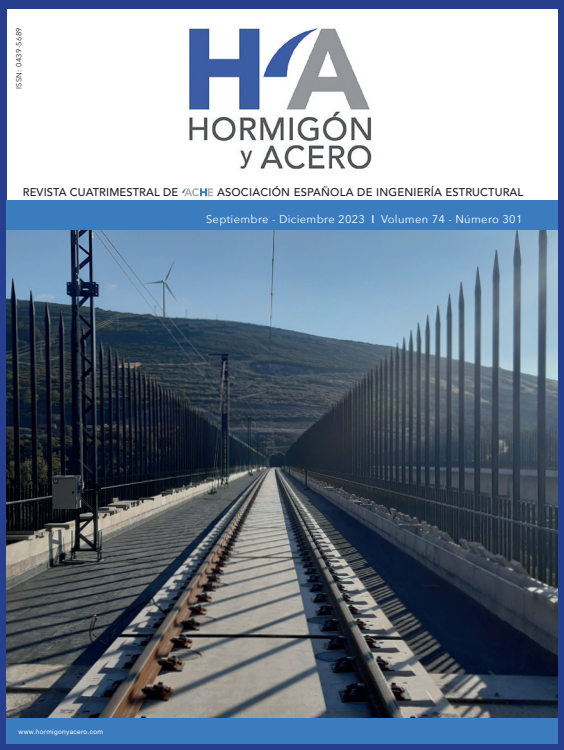
[2] Morcillo, M, Chico, B., Mariaca, L., & Otero, E. (2000) Salinity in marine atmospheric corrosion: its dependence on the wind regime existing in the site, *Corros*. Sci. 42 ; 91-104.

[3] Meira, G.R., Andrade, C., Alonso, C., Padaratz, I.J., & Borba, J.C. (2008) Modelling sea-salt transport and deposition in marine atmosphere zone – A tool for corrosion studies, *Corros*. Sci. 50 ; 2724-2731.

[4] Meira, G.R., Andrade, C., Alonso, C., Padaratz, I.J., & Borba, J.C. Jr. (2007) Salinity of marine aerosols in a Brazilian coastal area—Influence of wind regime, Atmos. Environ. 41 ; 8431-8441.

ÚLTIMOS NÚMEROS PUBLICADOS





Base de datos de artículos publicados en números:
www.hormigonyacero.com

IX CONGRESO DE

ACHE Asociación Española de Ingeniería Estructural

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

Abierto el plazo para **envío de resúmenes**
hasta el 30 de abril de 2024

Granada

25, 26 y 27 de junio de 2025

www.congresoache.com