

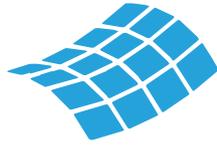
# HA

## HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE **ACHE** ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Septiembre - Diciembre 2023 | Volumen 74 - Número 301

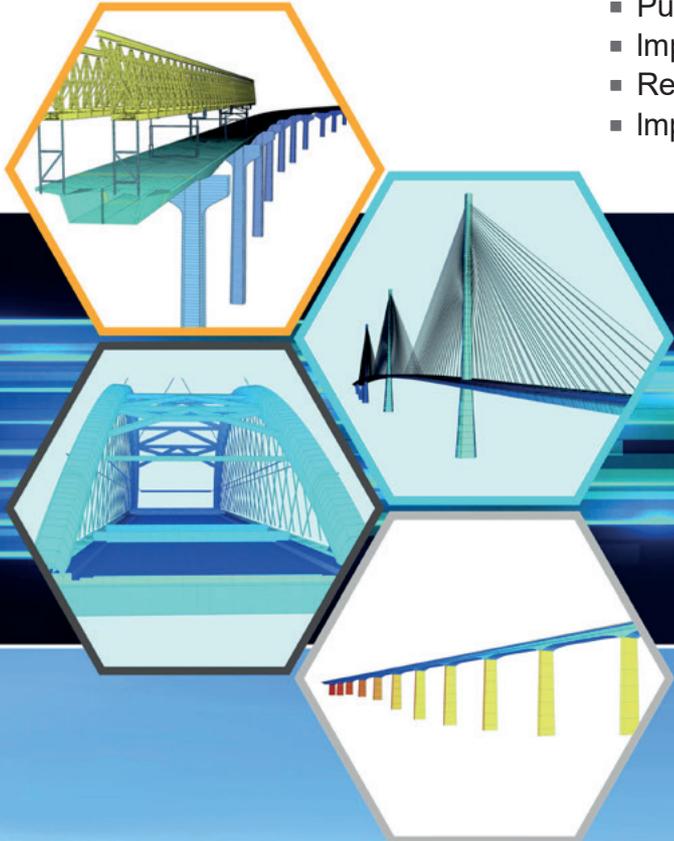




# SOFiSTiK

NEW VERSION

- Composite Bridges: Plastic ULS design checks
- Dynamic Analysis of Railway Bridges
- Pushover Analysis for RC Bridge Piers
- Improvements for Bridge Modelling in SOFIPLUS
- Rebar Modeler with 3D Reinforcement
- Improved User Experience in the SBIM



## BRIDGE DESIGN



San Street Viaduct, Los Angeles | Photo: Tobias Petschke



FOTO DE PORTADA: Aerial view of the Tuela Viaduct (Pedralba-Campobeceros section of the Madrid-Galicia HS line, Spain). Precast slabs of VP-AFTRAV ballastless track system. Courtesy by PRECON and Ferrovial.

## CONSEJO EDITORIAL:

### DIRECTOR:

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

### SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHRCOR, 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 Alvaro 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 (FHRCOR, 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)

M<sup>a</sup> Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid, España)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS, C. y P. – UPC, Barcelona, España)

José M<sup>a</sup> 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 POLITÉCNICA, UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, São Paulo, Brasil)

José Antonio Llombart Jaques (CONSULTOR INDEPENDIENTE, Madrid, España)

Antonio Mari 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 CORDOBA, 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](http://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) – 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. Si 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](http://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](mailto:cinter@cinter.es)

Impresa en España por Gráficas Muriel  
Diseño gráfico y maquetación: [mgrafico.com](http://mgrafico.com)

Depósito legal: M-853-1958

Influence of Track Typology on the Dynamic Response of Short-Span High-Speed Railway Bridges <i>Influencia del tipo de vía en la respuesta dinámica de puentes cortos para ferrocarril de alta velocidad</i> Elena Pilar Martínez, Gonzalo S.D. Ulzurrun, & Carlos Zanuy.....	7
El puente de Villanueva de la Reina sobre el Guadalquivir (Jaén). Diseño estructural y constructivo de una obra histórica de hormigón armado <i>The Villanueva de la Reina Bridge Over the Guadalquivir (Jaén). Structural and Constructive Design of a Historic Reinforced Concrete Work</i> Antonio Burgos Núñez.....	21
Influencia del refuerzo mediante tejidos de polímeros reforzados con fibras en el desempeño ante carga de sismo de una edificación de hormigón armado <i>Influence of the Reinforcement with Fibre-Reinforced Polymer Fabric on the Seismic Loading Behaviour of a Reinforced Concrete Building</i> Omar Zamora Díaz-Comas.....	35
Depósito por aspersión de una capa protectora de SiO <sub>2</sub> -PMMA sobre acero AISI 1036 con propiedades de barrera a contaminantes atmosféricos <i>Spraying SiO<sub>2</sub> - PMMA Warehousing Protective Layer onto AISI 1036 Steel with Barrier Properties at Atmospheric Pollutants</i> E.E. Uicab-Córdova, R. Hernández Córdova, C. Encarnación-Gómez, P Sifuentes Gallardo, A. S. López Rodríguez, & L.L. Díaz-Flores.....	47
El desmantelamiento de los viaductos del enlace de Sabino Arana en Bilbao <i>The Dismantling of the Viaducts of the Sabino Arana Junction in Bilbao</i> José Manuel Baraibar Díez, & Pedro Rivas de Apráiz.....	57
Linear Concrete Tension Stiffening Model for Reinforced Concrete Elements <i>Modelo lineal de la rigidez a tracción del hormigón para elementos de hormigón estructural</i> Luisa Hdz-Gil, & Enrique Hernández-Montes.....	69
Estrategias de diseño para el cumplimiento de una resistencia al fuego R15 en estructuras industriales mediante el empleo del acero galvanizado <i>Design Strategies for Meeting R15 Fire Resistance in Industrial Structures Using Galvanized Steel</i> Ana Espinós, Manuel L. Romero, & Javier Tundidor.....	75
Experiencias en el cálculo de Interacción vía-estructura en viaductos de trenes ligeros urbanos <i>Experiences in RSI Analysis for Urban Light Rail Viaducts</i> Luis Carrillo Alonso, Mariano Martín Cañueto, Pedro de Dios Barrau, Cristina García Cambrón, & Diego Romagosa Sanchez-Monge.....	89

## 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:



## 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 pasado agosto nos comunicaron desde *Scopus* que *Hormigón y Acero* pasa a estar indexada en dicha base de datos. Es un nuevo reconocimiento a la revista y al impacto que está consiguiendo en el panorama científico-técnico internacional. Con este paso, tenemos a *Hormigón y Acero* indexada tanto en tanto en *Scopus* como en la *Web of Science*, las dos bases de datos científico-técnicas de mayor relevancia. Este hito no hubiera sido posible sin el trabajo del Comité Editorial y del Consejo Asesor de la revista. En particular, debo agradecer a José Manuel Ráez, asesor editorial de *Hormigón y Acero*, sus muchos consejos para lograr esta nueva indexación y su perseverancia al enfocar este objetivo, ya propuesto —con gran visión de futuro— por Luis Ortega.

Me gustaría compartir algunos de los indicadores bibliométricos que han facilitado la indexación de *Hormigón y Acero* en *Scopus*.

En primer lugar, *Hormigón y Acero* es de acceso abierto. Está a disposición de todo el mundo, de forma gratuita, desde su página web <http://hormigonyacero.com/>.

En los últimos años, *Hormigón y Acero* ha tenido un número cada vez mayor de citas provenientes de revistas incluidas en la *Web of Science* y en *Scopus*. Por ejemplo, en 2020 tuvimos 48 citas, pero en 2022 el número aumentó a 68, es decir, las citas por año tuvieron un aumento del 42% en sólo dos años. Esta tendencia creciente se mantiene desde 2017. Algunas de las revistas que nos citan son muy prestigiosas, por ejemplo, *Construction and Building Materials* (34 citas desde 2015), *Engineering Structures* (27), *Applied Sciences* (14) o *Structural Concrete* (12).

*Hormigón y Acero* admite artículos tanto en español como en inglés. Sin embargo, fomentamos la recepción de artículos en inglés para ampliar nuestro número de lectores. La tabla 1 muestra la evolución de los artículos en inglés desde 2015, que están aumentando, especialmente desde 2018. En 2021 tuvimos el mismo número en inglés que en español, mientras que 17 de los artículos publicados en 2023 —incluyendo el presente número— están en inglés.

TABLA 1.

Número de artículos en español y en inglés publicados desde 2015

	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
Español	14	32	23	19	16	19	14	24	6
Inglés	—	—	1	15	8	5	14	5	17

Además, recientemente se han incorporado al Consejo Editorial varios miembros con perfil internacional, como Beatriz Martín, profesora de la Universidad de Ottawa, Canadá, o Víctor Alvado, ingeniero proyectista en Leonhardt, Andrä und Partner AG, Stuttgart, Alemania. Hoy por hoy, 4 de los 17 miembros del Consejo Editorial son internacionales, al igual que 14 de los 32 miembros del Consejo Asesor Científico. Asimismo, invitamos a autores internacionales a escribir en *Hormigón y Acero*. Por ejemplo, 11 de los 23 artículos publicados en 2023 tienen autores o co-autores que no son españoles.

Finalmente, *Hormigón y Acero* está en la *Journal of Citations Report* (JCR) de la *Web of Science*, desde 2020. En 2023 hemos tenido por primera vez un índice de impacto, 0,1. Este índice se obtiene dividiendo el número de citas a *Hormigón y Acero* de revistas en la JCR durante 2022 a los artículos publicados en los dos años anteriores, 2020 y 2021, entre el número de artículos publicados en esos dos años. Hay que tener en cuenta que *Hormigón y Acero* se ajusta mejor a las métricas que utilizan períodos largos, ya que los artículos son citados durante bastante tiempo. Así, con una ventana de 5 años, nuestro índice de impacto es de 0,3.

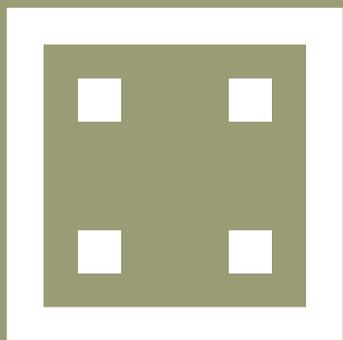
Estos datos son mejorables, pero ya han permitido a *Hormigón y Acero* conseguir el hito de la indexación en *Scopus* y en la *Web of Science*. Ello hará la revista más visible y le ayudará a mejorar su calidad para dar un mejor servicio a la ingeniería estructural.

**Gonzalo Ruiz**

DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO

# **2<sup>nd</sup> generation of Eurocode 2 on concrete structures**

"Hormigón y Acero", with ACHE, will organize an event on October 17<sup>th</sup> in Madrid to present the main technical content of Eurocode 2, explained in the monographic issue 299-300 of the journal, with the participation of Hans Ganz, Aurelio Muttoni, John Cairns, Fabienne Robert and several members of the Spanish UNE CTN140/SC2.



EUROCODES

EN 1992

## **Design of concrete structures**

# Influence of Track Typology on the Dynamic Response of Short-Span High-Speed Railway Bridges

## *Influencia del tipo de vía en la respuesta dinámica de puentes cortos para ferrocarril de alta velocidad*

Elena Pilar Martínez<sup>a,b</sup>, Gonzalo S.D. Ulzurrun<sup>b</sup>, Carlos Zanuy<sup>\*,b</sup>

<sup>a</sup> MC2 Estudio de Ingeniería, Madrid, Spain

<sup>a</sup> Department of Continuum Mechanics and Structures, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain

Recibido el 23 de diciembre de 2022; revisado el 17 de marzo de 2023; aceptado el 25 de abril de 2023

### ABSTRACT

It is known that short-span high-speed railway viaducts are prone to suffer significant dynamic effects due to the passage of moving train loads. Recent technological advances in railway engineering have resulted in track typologies different from the conventional ballasted track consisting of discrete sleepers fastened to the rails and resting on a ballast bed. In particular, ballastless track has been identified as an effective solution due to reduced maintenance costs, high track stability and excellent geometric quality. Though different track typologies are available in the market, they can be classified as monolithic or independent according to the interaction degree with the bridge girder. In the present paper, the dynamic behaviour of short-span bridges is numerically studied by taking into account the track-bridge interaction by modelling explicitly the components of the track. Two types of ballastless track (monolithic continuous slab and independent short slabs) and conventional ballasted track are considered on simply supported bridges with span length in the range of 15-25 m subjected to envelope and commercial train loads at speeds between 200 and 360 km/h. In total, 2448 numerical cases have been analyzed. The study shows that dynamic deflections and accelerations produced at the bridge girder by moving train loads can be reduced when the ballasted track is replaced to ballastless track systems, especially for the critical speeds higher than 300 km/h. Moreover, it is shown that the two ballastless track systems lead to very similar results, with the monolithic system resulting in slightly smaller bridge deflections and also moderately larger accelerations.

KEYWORDS: Dynamics; high-speed railway bridges; train loads; ballasted track; ballastless track.

©2023 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

Es bien conocido que los viaductos para ferrocarril de alta velocidad de luces cortas pueden sufrir importantes efectos dinámicos debido al paso de las cargas de los trenes. Los continuos avances tecnológicos en el ámbito de la ingeniería ferroviaria han dado lugar a nuevos tipos de vía distintos de la tradicional vía sobre balasto formada por una capa de balasto sobre la que descansan las traviesas que van unidas a los carriles. En particular, nuevos diseños de vía en placa sin balasto han surgido como una solución eficaz con bajos costes de mantenimiento, gran estabilidad y excelente calidad geométrica. Aunque existen diferentes tipos de vía en placa, se pueden clasificar en función de su grado de interacción con la estructura del puente, desde monolíticos a independientes. En el presente artículo, se estudia numéricamente la respuesta dinámica de puentes cortos teniendo en cuenta la interacción vía-puente para distintos tipos de vía, incluyendo explícitamente los componentes de la vía en los modelos. Se han considerado dos tipos de vía en placa (monolíticamente unida al tablero del puente o independiente de éste), así como una vía en balasto convencional, en puentes isostáticos de luces cortas en el rango de 15-25 m, sometidos a las acciones ferroviarias de puentes de alta velocidad, incluyendo los trenes envolventes de la normativa y trenes comerciales, con velocidades de circulación entre 200 y 360 km/h, en pasos de 10 km/h. En total, se han resuelto 2448 casos numéricos. El estudio muestra que las flechas y aceleraciones producidas en el tablero por las cargas móviles se pueden reducir cuando se sustituye la vía en balasto por sistemas de vía en placa, especialmente para velocidades superiores a 300 km/h. Además, se ha obtenido que los dos sistemas extremos de vía en placa analizados dan resultados bastante análogos, siendo el sistema monolítico el que resulta en flechas algo menores y aceleraciones algo mayores.

PALABRAS CLAVE: Dinámica, puentes de ferrocarril, interacción puente-vía, alta velocidad, vía en balasto, vía en placa.

©2023 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.zanuy@upm.es](mailto:carlos.zanuy@upm.es) (Carlos Zanuy)

## NOTATION

$A$	area
$C$	damping factor
$E$	modulus of elasticity
$I$	inertia
$K$	vertical stiffness
$L$	span length
$M$	mass
$V$	train running velocity
$V_{cr}$	critical resonant train velocity
$a$	acceleration at the bridge girder
$a_r$	acceleration at the rails
$b$	cross-section width
$c$	bedding modulus
$h$	height
$f_0$	first natural frequency
$l$	axle load separation
$v$	vertical displacement at the bridge girder
$v_r$	vertical displacement at the rails
$y_G$	distance of the centroid from the bottom of the section
$\nu$	Poisson's ratio
$\varphi'$	dynamic amplification factor
$\varphi''$	dynamic amplification factor due to irregularities
$\rho$	density

## ACRONYMS

HS	high speed
HSLM	high-speed load model
MSS	mass-spring system
UPM	Universidad Politécnica de Madrid (Technical University of Madrid)

## 1. INTRODUCTION

A significant growth of the high-speed (HS) railway network has been realized in Europe and Asia for the last decades and further expansion worldwide is expected for the coming years [1]. Reasons for that are the reduction of travel times, better interoperability, and eco-friendliness of railway transport against road transport [2-4]. When referring to HS lines, the commercial speed is typically higher than 200 km/h, which has been proven to produce appreciable dynamic effects on bridges, thus raising concerns of eventual resonance [5-9]. Therefore, structural design codes for HS viaducts have established that dynamic analysis must be performed at the design stage in order to ensure structural safety and users' comfort [10,11]. In terms of structural verifications, a HS bridge design is considered valid in terms of serviceability if accelerations and deformations caused by moving train loads are within specified limits. Accumulated design experience in Spain and other European countries [5,12] has shown that short-span bridges (span length of 25 m or less) are prone to suffer dynamic effects induced by the moving vertical train loads, which are configured as sequences of axle loads passing at the train speed over the structure [10,11]. Accordingly, if the coupled

effect of the axle separation and the train speed approaches the natural frequency of the structure, dynamic amplification of the bridge response can be expected.

The continuous technological development in the field of railway track has led to track typologies different from the traditional ballasted track, which consists of a set of discrete rail supports fastened to concrete sleepers which in turn lie on a ballast bed [13]. Ballastless track systems have emerged as an alternative to ballasted track, by substituting the ballast bed and the sleepers by a pavement on which the rails are fastened. Though many types of ballastless track have emerged in the last years [13-15], their general advantages over ballasted track are the better geometric control, smoothness, larger stability, and less maintenance cost, while the higher initial cost has been typically reported as the main disadvantage [2]. For the last years, ballastless track designs have been widely installed in urban areas, metros or tunnels in Europe, while ballasted track is still majority in European mainline tracks [1]. In China and Japan, a significant percentage of the HS network is of ballastless track [1].

Regarding the typologies of ballastless track, they can be classified for the present study according to the interaction degree with the supporting structure: from monolithic to independent systems. In the former, the pavement (typically a continuous concrete slab) is connected to the lower layers so that they work as a composite structure. In the later, an intermediate resilient element is placed between the pavement (floating slab) and the supporting structure. Floating slab systems have been recognized as good solutions for reduction of vibration transmission from the track to the substructure (also referred to as mass-spring systems, MSS [16]) or for mechanical isolation of the track and the substructure when the later has appreciable flexibility (high embankments or flexible bridges).

Connections in fully- or partially-monolithic ballastless track systems can be achieved by an appropriate interface roughness or by connecting dowels. It must be noted that the interaction degree refers here to the response against vertical loads (i.e. the vertical load distribution and contribution to the bending stiffness of the bridge), while further devices can be required to transfer horizontal (longitudinal and transverse) forces (e.g. stoppers, dowels, lateral walls). Examples of monolithic ballastless track designs are the German Rheda [17] and the Spanish BX-AFTRAV [18], in which twin-block concrete sleepers are embedded in a continuous concrete slab poured on site. Independent ballastless track systems can be either continuous (by introducing an intermediate resilient layer below the continuous slab) or short (typically precast) slabs with a thin elastomeric (also referred to as resilient) layer attached on the bottom side. Design examples are the Japanese Shinkansen [19], the Austrian Pörr [20], the Spanish VP-AFTRAV [21] or the Chinese CRTS III [22].

In Spain, ballastless track has been employed in HS mainlines since 2005, with a trend to install on-site solutions of continuous concrete slab with embedded twin-block sleepers in tunnels, embankments in regions with complex orography and stations, and precast solutions on viaducts. Such a trend has been confirmed in 2020-2021 with the installation of precast prestressed concrete slabs of the VP-AFTRAV system on the viaducts of the northern section of the Madrid-Galicia HS line and the new Pajares Pass [23] (Figure 1). It has to be noted



Figure 1. Aerial view of the Tuela Viaduct (Pedralba-Campobecerros section of the Madrid-Galicia HS line, Spain). Precast slabs of VP-AFTRAV ballastless track system. Courtesy by PRECON and Ferrovial.

that such sections are characterized by a difficult layout along mountainous regions, in which the track lies on a sequence of tunnels and viaducts. The track solution consisted of continuous slab track (BX-AFTRAV) in the tunnels and short floating slabs (VP-AFTRAV) on the bridges. The bridge typologies included both single- and multi-span bridges, with span lengths in the range of 20-66 m (mostly within 35-55 m). Twin single-track bridges were dominant instead of double-track bridges due to security reasons imposed by the tunnel-viaduct-tunnel layout.

Even though a dynamic analysis must be done for each particular HS-bridge design according to current standards, the trend to develop new ballastless track systems makes it convenient to analyze the eventual differences of the dynamic response of HS bridges with either track type. It must be remarked that design standards for ballastless track systems are scarce (the European standard [24,25] is rather new, and an ISO group on the subject has just been established) and specific provisions regarding the dynamic track-bridge interaction are not dealt with.

In the present paper, the dynamic response of short-span railway bridges under moving HS train loads is numerically studied. As there is a need to analyze the influence of the track typology, two extreme ballastless track systems (with monolithic and independent interaction with the bridge structure) are compared with conventional ballasted track. The track-bridge interaction is explicitly modeled by including all the components and layers of the track, from the rails to the bridge structure, with the corresponding dynamic properties. It is found that the use of ballastless track systems in short span-bridges is beneficial for the bridge's dynamic behavior as it can reduce the vertical displacements and accelerations produced in the girder by the train loads with respect to those obtained with ballasted track. Thus, the present study will serve as an incentive for engineers to consider ballastless track as an efficient alternative for HS bridges in which the serviceability and comfort limits imposed by design standards might be critical with conventional ballasted track.

## 2. STUDIED CASES AND SCOPE

The present study is focused on the influence of the track type on the dynamic behavior of short-span HS railway bridges. Statically determinate bridges with a span length between 15-25 m are considered, with three track typologies: conventional ballasted track, continuous slab track monolithically connected to the bridge structure, and short slabs isolated from the bridge structure with an intermediate resilient layer. Hereafter, the later track types will be referred to as monolithic and independent ballastless track systems, respectively. A previous study by the authors [26] has shown that statically determinate bridges present a higher sensitivity to dynamic effects than multi-span statically indeterminate bridges. The later is in agreement with other studies [5,12] and is due to the beneficial mobilization of a higher number of vibration modes in multi-span bridges when train loads act simultaneously in the different spans, while single-span bridges tend to respond mainly with the first vibration mode.

In order to model the bridge, the mechanical properties of the girder (height, area, inertia, centroid position) are necessary. Analytical equations for such properties have been derived as a function of the span length from regression of the particular data extracted from existing HS bridges in Spain. For the regression, the bridges of the northern section of the Madrid-Galicia line and the new Pajares Pass have been taken into account, as they have been the first set of bridges on which ballastless track has been installed in Spain. Nevertheless, such bridges do not present any special differences with bridges with ballasted track, as most of them were initially designed for ballasted track and the track design was modified after the bridge structure had been constructed. A particular aspect of such bridges is that they are single-track structures (Figure 1), which implies that the present study is focused on the flexural behavior without consideration of torsion effects. Future studies will be extended to include torsion. In Figure 2, the regression curves for the mechanical properties of bridge

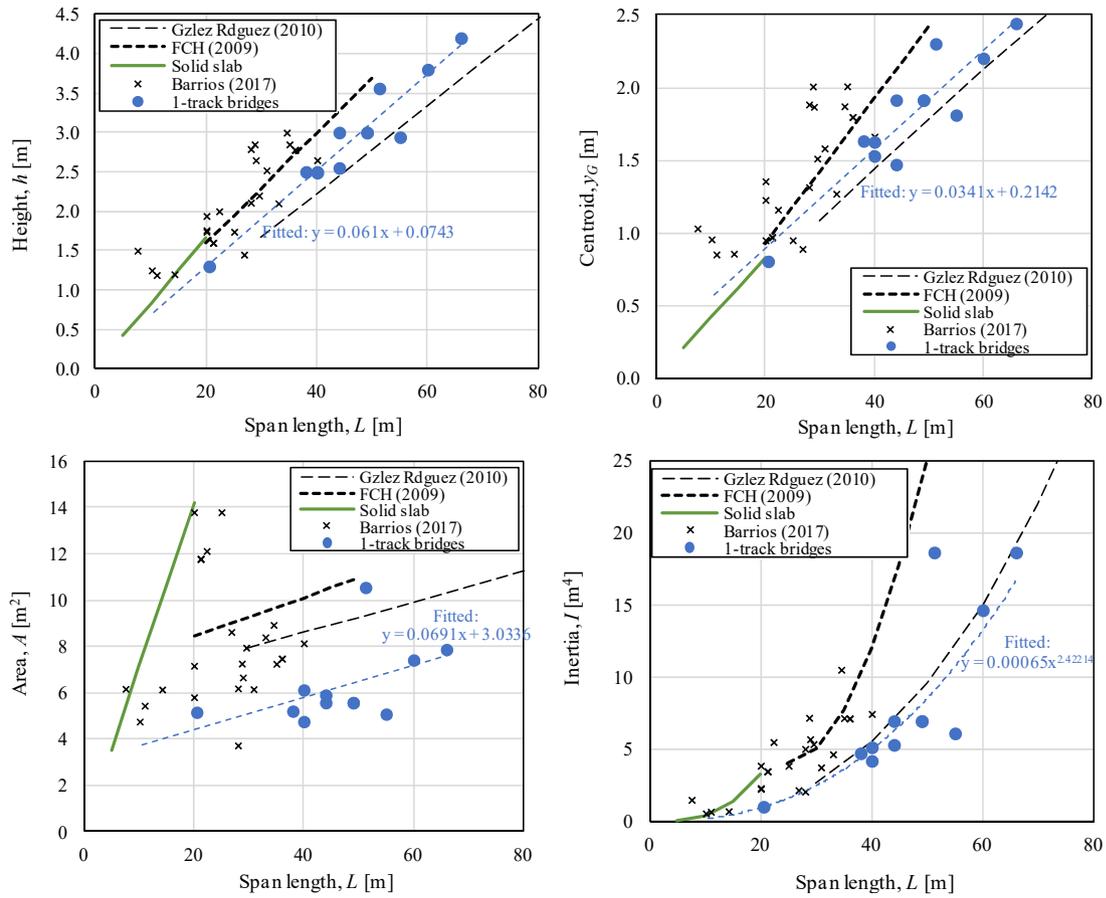


Figure 2. Mechanical properties of HS bridges as a function of the span length.

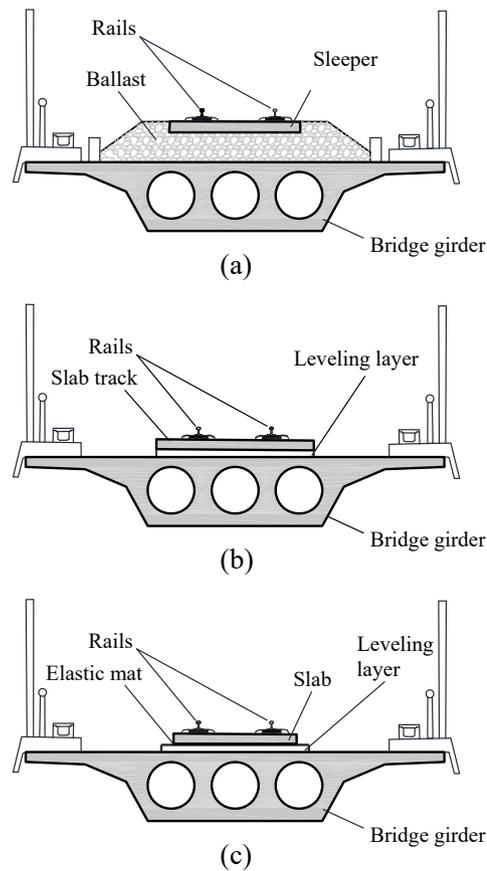


Figure 3. Cross-section of studied track types: (a) Ballasted track; (b) Monolithic continuous slab; (c) Independent short slabs.

girders are obtained by least square fitting as a function of the span length [26]. Blue points represent the real single-track bridges and blue curves are the fitted regression curves, as follows (units in m):

$$h = 0.061L + 0.074 \quad (1)$$

$$y_G = 0.034L + 0.214 \quad (2)$$

$$A = 0.062L + 3.034 \quad (3)$$

$$I = 0.00065L^{2.42} \quad (4)$$

In addition, the mechanical properties of double-track HS bridges have been also plotted in Figure 2 in order to verify the consistency with the previous equations: cross points in Figure 2 refer to the single-span bridges of the HS line Madrid-Zaragoza-Lérida (taken from [27]). Regression lines proposed by [28,29] for double-track Spanish HS bridges are also represented. It can be noted that, in general, mechanical properties of double-track bridges are larger than those of single-track bridges in consistency with the standard width of the cross-section of both cases (14.0 m and 8.5 m, respectively): similar height and centroid depth, but approximately double area and inertia. Lastly, it must be mentioned that the previous regression models are mainly based on bridges with box or hollow-slab cross-sections. As the span length gets shorter, solid slab cross-sections can be also representative, as it can be clearly observed in the larger cross-section area of some cases plotted in Figure 2 than the proposed regression lines. In order to include in the analysis the influence of such a heavier cross-section, a solid slab cross-section (8.5 m width and  $h/L = 1/12$  slenderness) has been also considered for the shortest studied span length ( $L = 15$  m).

The cross-sections of the three considered track types are sketched in Figure 3: a reference conventional ballasted track and two ballastless track systems (monolithic and independent from the bridge girder). The position of the track is considered to be centered with the same vertical axis as the girder, which is consistent with single-track bridge designs and implies no torsion effects (it has to be noted that torsional effects can also exist in single-track bridges with cant, nonsymmetrical position of the track or ballasted track shifting). The conventional ballasted track (Figure 3a) consists of a 0.5 m thick and 5.4 m width ballast layer which supports the monoblock concrete sleepers, which are prisms of  $2.6 \times 0.22 \times 0.25$  m<sup>3</sup>. The longitudinal sleeper spacing is 0.6 m. The rails (UIC60) are joined to the sleepers through fastenings with resilient pad (the mechanical properties of the track components are detailed in Section 3). The monolithic ballastless track system (Figure 3b) consists of a continuous reinforced concrete slab track ( $3.2 \times 0.2$  m<sup>2</sup>) monolithically joined to the bridge girder with an intermediate leveling layer (0.15 m thick). The leveling layer is assumed here to be of reinforced concrete, but for tracks on embankment it typically consists of a mortar, cement/asphalt or cement-based layer. The interlayer and track-girder connection can be achieved by means of surface roughness in combination with shear keys, dowels or stoppers. Last, the independent ballastless track system (Figure 3c) includes short (5.0 m long) structural concrete slabs ( $2.5 \times 0.2$  m<sup>2</sup> cross-section), supported on a intermediate resilient layer (2 cm thick)

which isolates the slabs and the leveling layer (0.15 m thick and 3.0 m width). In both ballastless track systems, rail seat supports are considered at a longitudinal spacing of 0.65 m, with appropriate fastenings (refer to Section 3) between the rails (UIC60) and the slab track.

Particular design details such as the connection systems or the material composition of the track layers are not within the scope of the present paper, due to the huge number of commercial systems and because the attention is paid here at the track-bridge interaction degree since the mechanical viewpoint. Realistic mechanical properties are assumed for the different components (refer to Section 3), so that real commercial systems fall within the two “extreme” cases studied in the present paper. Nevertheless, it can be noted that the monolithic system is characteristic of on-site-built slab-track systems (e.g. Rheda or BX-AFTRAV without under-slab elastic mat) and the independent system is a limit case of floating slab systems (e.g. VP-AFTRAV).

The study presented here is focused on the dynamic effects of vertical train loads considering the track-bridge interaction. In order to capture the dynamic performance and eventual resonance, design codes [10,11] provide the train configuration (axle loads and distances) of a set of commercial and envelope trains. The later, referred to as High-Speed Load Models (HSLM) are assumed to provide the worst envelope from the dynamic viewpoint. Therefore, in the present paper, HSLM-A trains have been considered in the study, in addition to two reference commercial trains (AVE-S101 and Talgo-S102) of Spanish HS lines. Train speeds of 200-360 km/h have been analyzed.

### 3. NUMERICAL METHODOLOGY

The finite element model (FEM) has been employed for the numerical analysis. 2-D models consisting of beams, bars and spring-damper elements have been implemented to reproduce the studied cases. An overview of the FEM schemes is represented in Figure 4. ANSYS v20 [30] software has been used for the solution of the numerical problem, making use of APDL programming language without predefined subroutines. The models include the track-bridge interaction by modeling explicitly the components of the track. Besides the bridge length, 50 m sections of the track on embankment have been also modeled at both sides of the bridge in order to avoid any distortion when the loads enter or leave the bridge (Figure 4). The rails (2 UIC60 rails, see properties in Table 1-Table 3) and the bridge girder are modeled with 2-node Euler beams (BEAM3 in ANSYS), centered in their corresponding centroids. The mechanical properties of the girder are calculated as a function of the span length as detailed in Section 2. The density of the girder is modified with respect to that of structural concrete in order to include the mass of side barriers, handrails, cable conducts, catenaries and ballast retainers (the later only for ballasted track). The beam elements of the rail, ballastless track slab and bridge girder have all the same length, with two elements per fastening spacing.

The model with ballasted track is schematized in Figure 4a. The fastenings are modeled with 2-node vertical spring-damper elements (COMBIN14) of negligible mass,

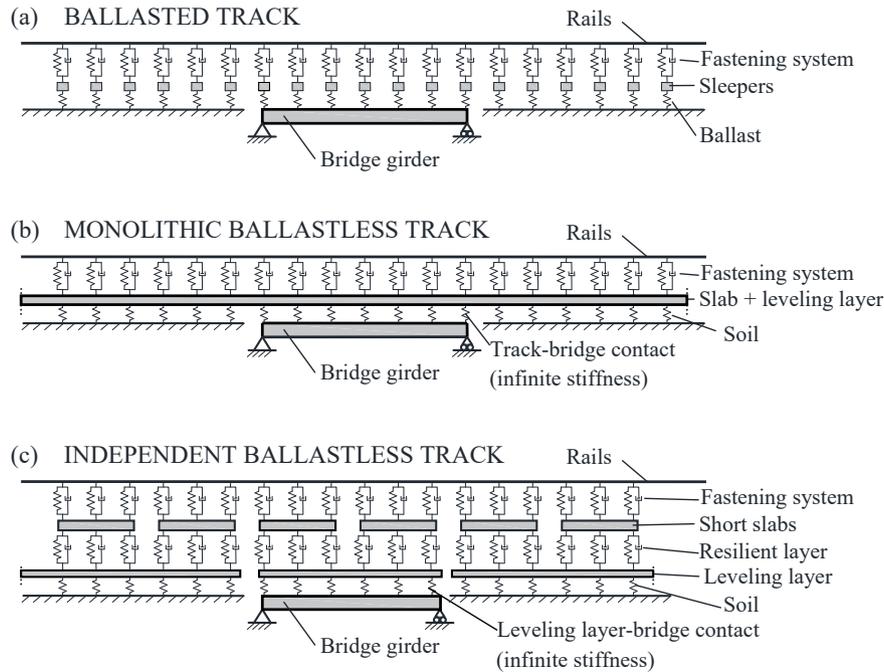


Figure 4. Sketch of finite element models used in the numerical analysis (note that for simplicity of the figure, the horizontal springs of the models have not been plotted in the schemes): (a) Ballasted track; (b) Monolithic continuous slab; (c) Independent short slabs.

with the vertical stiffness and damping coefficient common in Spanish HS lines ([29], refer to Table 1). Then, the sleepers are introduced as single-node concentrated mass elements (MASS21) and, subsequently, the ballast layer is modeled by 2-node vertical springs (LINK1) between the sleepers and the bridge girder. The springs' cross-section area corresponds to the bottom surface of the sleepers and the stiffness is defined in agreement with the normal bedding modulus in Spanish HS lines ( $0.2 \text{ N/mm}^3$ , Table 1). The density of the ballast spring elements is set to include the total mass of the ballast layer. Damping of the ballast and the bridge girder is included by Rayleigh beta factors. All mechanical properties of the track components are given in Table 1, in agreement with values of Spanish HS lines.

The monolithic ballastless track is modeled as represented in Figure 4b. Vertical 2-node spring-damper elements are used for the fastening system in a similar way as in the ballasted track, but with corresponding mechanical properties as shown in Table 2 (note that fastenings for ballastless track are commonly more flexible than those for ballasted track). The continuous slab and the leveling layer are modeled as a unique line of Euler beam elements (BEAM3) with the total bending stiffness of both layers (consistent with their monolithic behavior), placed along the slab track's centroid. The connection of the slab track with the bridge girder is achieved with horizontal and vertical spring elements with infinite stiffness so that no relative displacements between the slab and the girder can develop. Note that for simplicity of Figure 4b, the horizontal springs have not been plotted in the schemes.

The model with the independent ballastless track system is plotted in Figure 4c. Mechanical properties of the track components are listed in Table 3. The fastenings between the rails and the slab track are the same as those for the monolithic

ballastless track. The short slabs are modeled as Euler beam elements, discontinuous between two adjacent slabs (i.e. every 5.0 m), with a free separation of 0.10 m between slabs. Moreover, the length of the slabs on the bridge edges is shortened so that the joints between the girder and the abutments match with the joints of the slabs at the bridge ends. The leveling layer (continuous Euler beam elements) is rigidly joined to the bridge girder with infinite-stiffness vertical and horizontal springs. The continuity of the leveling layer is interrupted at the bridge ends (refer to Figure 4c). Between the slabs and the leveling layer, 2-node vertical spring-damper elements (COMBIN14) are introduced to reproduce the isolation between the slabs and the bridge achieved with the resilient element. A low vertical stiffness (bedding modulus of  $0.015 \text{ N/mm}^3$ ) and a high damping ratio (15%) have been used for the COMBIN14, which correspond to a very flexible elastic material common for ballastless track systems applied to acoustic and vibration mitigation. Typical elastic layers for floating slab systems not requiring vibration reduction capabilities (e.g. VP-AFTRAV) are less flexible (bedding modulus of  $0.04\text{-}0.2 \text{ N/mm}^3$ ). Thus, the results of the present study correspond to two extreme (but realistic) cases within which most floating slab systems can fall. It has to be noted that for floating slab systems with stiffer intermediate layer, additional horizontal springs might be necessary to consider the eventual tangential interaction between the slabs and the bridge girder.

In the models with ballastless track, vertical spring elements are placed below the leveling layer at the lateral embankment zones, with a bedding modulus of  $0.11 \text{ N/mm}^3$ , which according to the Zimmermann's model [31] corresponds to a modulus of deformation in the loading plate test of  $E_{v2} = 120 \text{ MPa}$  (typically required for ballastless applications [25]). In the models, the boundary conditions at the bridge girder ends are defined to provide simple support (i.e.

the vertical displacements of both supports and the horizontal displacement of one support are constrained, with free rotations).

The dynamic equation of motion of the problem can be summarized as

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (5)$$

where  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  and  $\mathbf{K}$  are the global mass, damping and stiffness matrices built with the above explained parameters,  $\mathbf{x}(t)$  contains the nodal displacements vector, and  $\mathbf{F}(t)$  is the vector with time-variable nodal forces. Train loads are introduced as a set of moving loads by distributing the corresponding axle loads in each node as a function of time, which in turn depends on the train velocity. Explicit vehicle-track interaction is not within the scope of the paper due to the difficulties to determine mechanical properties of the vehicles [7] and because design criteria require the calculation of the effects produced by envelope HSLM trains described only by axle loads. For such HSLM trains, mass distribution, damping properties and sub-component stiffness are not defined. Nevertheless, it has been reported that dynamic analysis without explicit vehicle-track interaction are on the safe side with respect to those including such an interaction [32][33]. The role played by the different components of train-track-bridge interaction models has been comprehensively discussed by Zhai et al. [34]. An alternative way to include the effects of such an interaction might be the introduction of an increased damping factor to the structure [11]. Herein, the vertical load distributions are taken according to the HSLM-A trains, as well as to two commercial trains (AVE-S101 and Talgo-S102) characteristic of Spanish HS lines [10,11], with running speeds in the range of 200-360 km/h with a step size of 10 km/h. For both HSLM and commercial trains, the axle load configuration defined in Annex C.2 of IAPF [10] has been used in the numerical analysis.

For the solution of the dynamic problem (Eq. (5)), transient analysis with full-time integration has been used. Modal superposition analysis has not been carried out in order to capture all relevant vibration modes including those of the track, without a-priori low-pass frequency limitation and to avoid the controversy of pre-selecting the excited modes [35]. For the numerical solution, the Newmark integration procedure [36] with default ANSYS parameters ( $\gamma = 0.005$ ,  $\alpha = 0.2525$ ,  $\delta = 0.5050$ ) has been used, which is unconditionally stable [37]. A variable time step has been employed, with a normal, minimum and maximum value of 0.001, 0.0003 and 0.01 s. The average computational time for each case has been 5 min.

## 4. ANALYSIS OF RESULTS

### 4.1. Identification of natural frequencies

Before the transient analysis of the dynamic response produced by train loads, a first identification of natural frequencies and vibration modes has been carried out by means of modal extraction and harmonic analysis. It has to be noted that due to the

track-bridge interaction model, several vibration modes can be obtained from a conventional modal extraction analysis due to excitation of the track components. Therefore, a harmonic analysis has been performed consisting of a simulation of the model's response to a sinusoidally repeating dynamic load of amplitude 100 kN and frequency range from 0.1 to 200 Hz, applied at a node of the rails placed eccentrically with respect to the bridge midspan to allow for excitation of both symmetric and asymmetric vibration modes. The peak-picking identification of the response's magnitude allows for determining the relevant natural frequencies (refer to Figure 5). The natural frequencies of the first 4 vibration modes of the bridge are compared in Figure 6. The average first natural frequency of the model for the three track types, which is the mainly excited one in simply supported bridges, is 7.7 Hz ( $L = 15$  m), 5.8 Hz ( $L = 20$  m) and 4.6 Hz ( $L = 25$  m). Moreover, Figure 6 shows that the smallest natural frequencies are found for the models with ballasted track and the highest for those with monolithic ballastless track, which is due to smaller mass (no ballast layer) of the later and the contribution of the slab track to the bending stiffness of the bridge. The natural frequencies of the models with independent ballastless track system are in-between, due to the smaller contribution of the isolated short slabs to the bending stiffness.

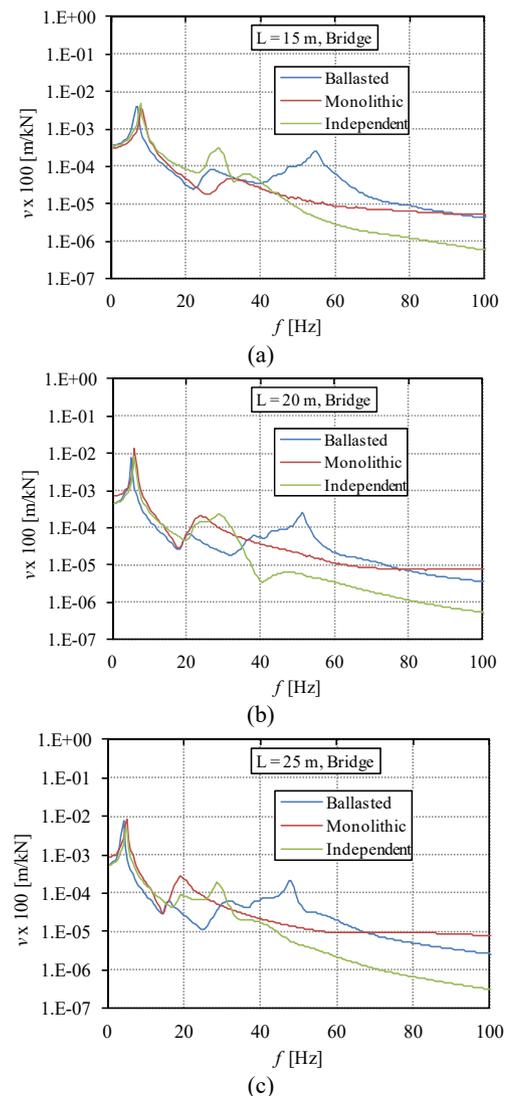


Figure 5. Magnitude of the bridge harmonic response in the 0-100 Hz frequency range (a)  $L = 15$  m; (b)  $L = 20$  m; (c)  $L = 25$  m.

## 4.2. Time-dependent results

Detailed time-dependent results of all numerical cases have been extracted in terms of the vertical deflection and acceleration at the midspan, both at the bridge girder and at the rails. In general, considered train loads consist of one or two subsequent compositions of two locomotives (front and rear) and a number of carriages in-between. The highest structural effect is in many cases governed by the locomotives, as they have more axles at a closer distance to each other than the carriages. Nevertheless, when the relationship between the axle distance of the carriages and the running speed is such that the excitation frequency approaches the natural frequency of the structure, a higher dynamic amplification of the structural response is obtained. Eventual resonance takes place when both frequencies are equal, though damping components modulate the dynamic amplification. Given the first natural frequency of the structure ( $f_0$ ), a theoretically critical speed ( $V_{cr}$ ) of each set of train loads can be estimated as a function of the dominant load separation ( $l$ ), as follows [38]:

$$V_{cr} = lf_0 \quad (6)$$

According to the first natural frequencies obtained in Section 4.1, the critical speeds of HSLM-A trains should fall between 257-693 km/h, since the carriages sequence of such trains is characterized by sets of 2 equal loads spaced at distances in the range of 15.5-25 m between their centers. In the case of the Talgo-S102 train, the carriages sequence is defined by single 170 kN loads spaced at 13.14 m ( $V_{cr} = 216$ -364 km/h), while the AVE-S101 has sets of 2 axle loads with a spacing of 18.7 m between their centers ( $V_{cr} = 310$ -518 km/h). It has to be noted that the previous values of  $V_{cr}$  are based on the average first natural frequency of the three track types. Exact values of  $V_{cr}$  for each track type can vary from them according to the particular track-bridge details and train sequence.

In order to exemplarily show the dynamic response of studied cases, the time histories of vertical displacements and accelerations at midspan are depicted in Figure 7-Figure 9 regarding the response of the 20 m span bridge produced by the Talgo-S102 running at the critical velocity corresponding to the

three track types: ballasted track ( $V_{cr} = 246$  km/h), monolithic ( $V_{cr} = 291$  km/h) and independent ( $V_{cr} = 285$  km/h) ballastless track systems. In order to assess the beneficial effect of damping on the dynamic amplification, the numerical cases have been simulated with and without damping. The influence of damping can be clearly observed through the smaller displacements and accelerations of models with damping than without damping, but especially visible is the result of the midspan deflection at the bridge girder ( $v$  in the graphs of Figure 7-Figure 9). For instance, if the model with ballasted track is considered (Figure 7), the results without damping show a clear amplification of the midspan displacement ( $v$ ) produced by the subsequent actuation of the axle loads of the carriages (see intervals of 1.5-3.0 s and 4.0-5.5 s in Figure 7). The dynamic displacement of the carriages obtained in the model without damping is around 2 times that of the model with damping. Nevertheless, the resonance of the carriages of the Talgo-S102 is not the worst effect, because the highest displacement is the one produced by the locomotives' axles (time intervals of 0.6-1.5 s, 3.0-4.0 s and 5.5-6.0 s in the bridge with ballasted track, see Figure 7). Similar conclusions can be reached by observing the midspan displacement and acceleration at the bridge girder with the three track types.

Additional differences are found regarding the dynamic response at the rails ( $v_r$  and  $a_r$  in Figure 7 - Figure 9), as the isolation between the track and the bridge in the model with independent ballastless track results in appreciably higher rail displacements ( $v_r$ ) and accelerations ( $a_r$ ) than the other track types. However, the beneficial effect of the damping components can be also observed in such a case (Figure 9).

## 4.3. Derivation of envelopes

The time-history analysis explained in the previous Section has been carried out for all studied cases and the maximum values of midspan displacements and accelerations have been collected as a function of the train type and the running speed for each bridge configuration (span length and track type). As an example, such maxima at the bridge girder have been represented in Figure 10 for a span length of  $L = 20$  m. It can be observed that each train produces the highest excitation at different velocities, which is a function of the coupling of the axles' configuration and the running speed with the natural frequency of the structure, as discussed in Section 4.2. From Figure 10, it can be observed that significant dynamic effects are obtained in the 20 m span bridge with ballasted track for train speeds higher than 300 km/h, while the displacements and accelerations are significantly smaller if the ballasted track is replaced to ballastless track (either monolithic or independent).

In order to elaborate more on the previous observations for span length of 20 m, envelope curves have been obtained for all simulated cases from the peak results produced by each train. The envelope curves have the ability to provide the worst effects (highest midspan displacement and acceleration), as represented in Figure 11. The analysis has shown that the governing train configurations of the envelope curves are mostly the HSLM-A trains, but in some cases the AVE-S101 has been the critical one (especially for the shortest bridge length), which shows that commercial trains

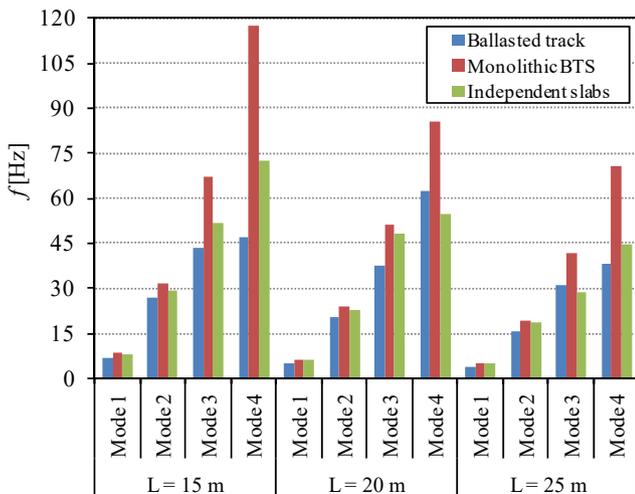


Figure 6. Natural frequencies of the first 4 vibration modes.

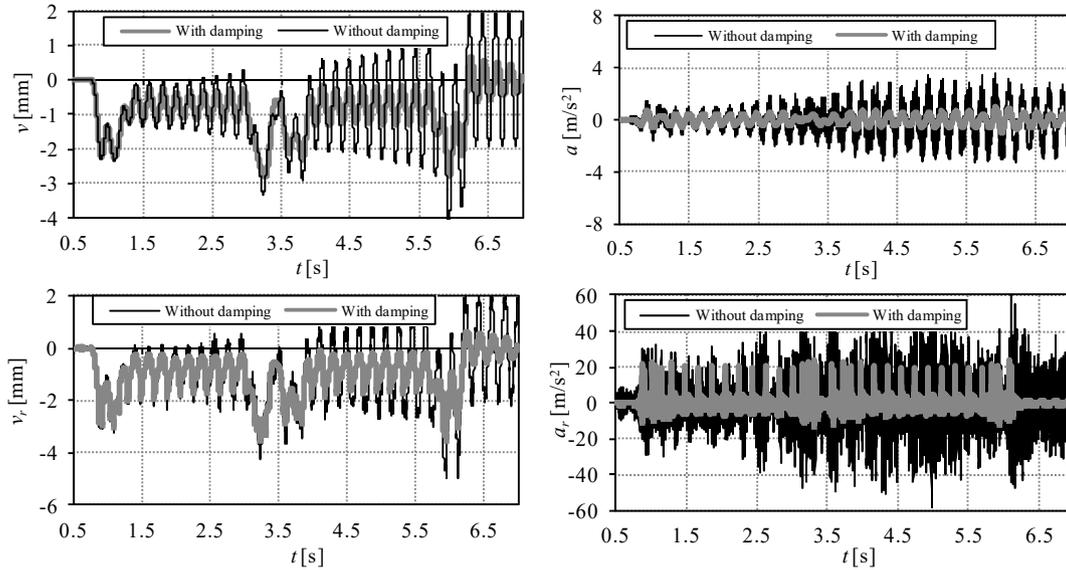


Figure 7. Displacement and acceleration histories at midspan ( $L = 20$  m, ballasted track, Talgo-S102 train,  $V_{cr} = 246$  km/h).

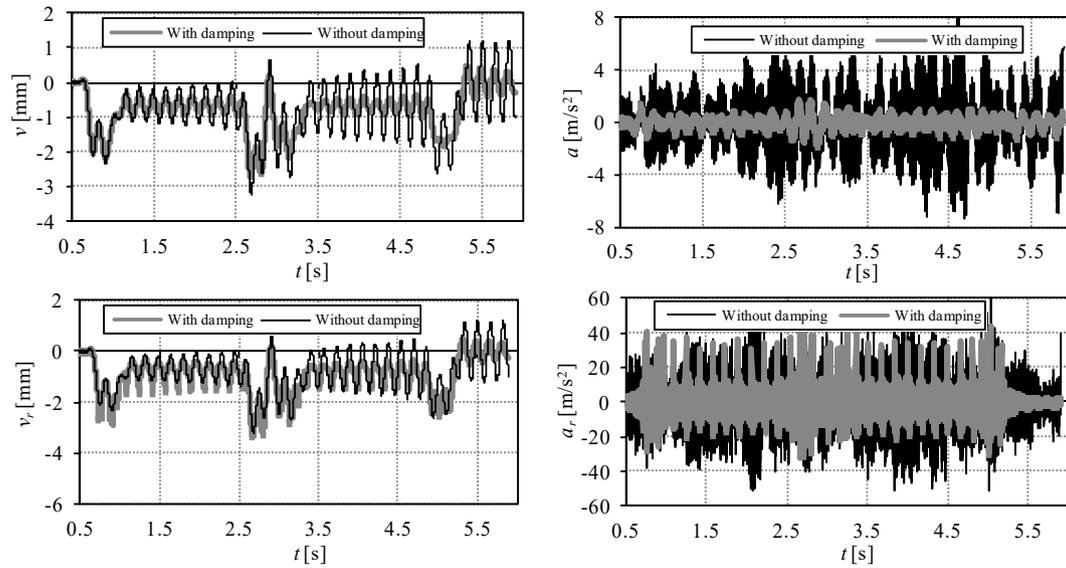


Figure 8. Displacement and acceleration histories at midspan ( $L = 20$  m, monolithic ballastless track, Talgo-S102 train,  $V_{cr} = 291$  km/h).

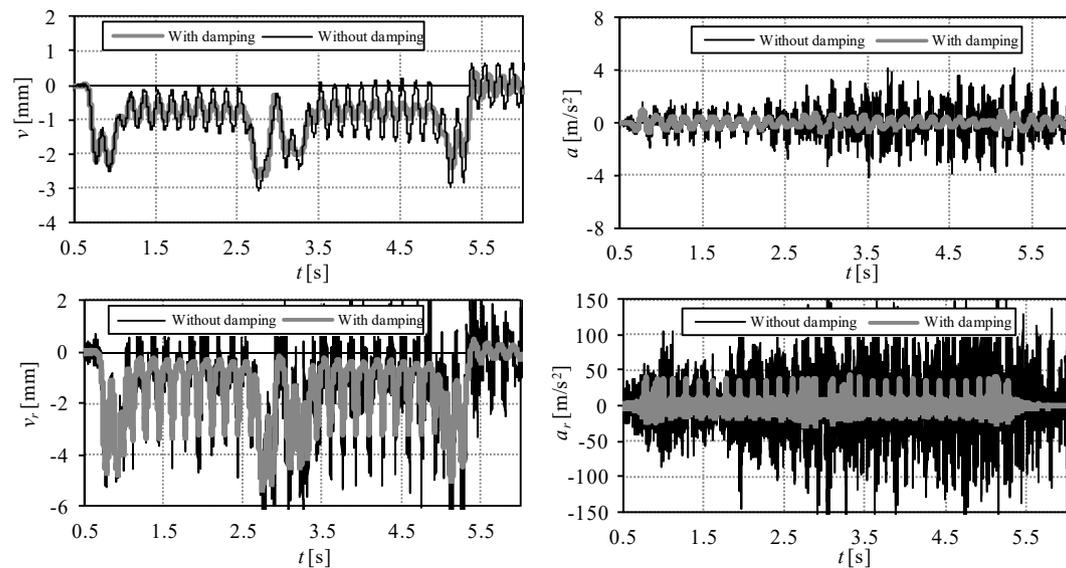


Figure 9. Displacement and acceleration histories at midspan ( $L = 20$  m, independent slabs, Talgo-S102 train,  $V_{cr} = 285$  km/h).

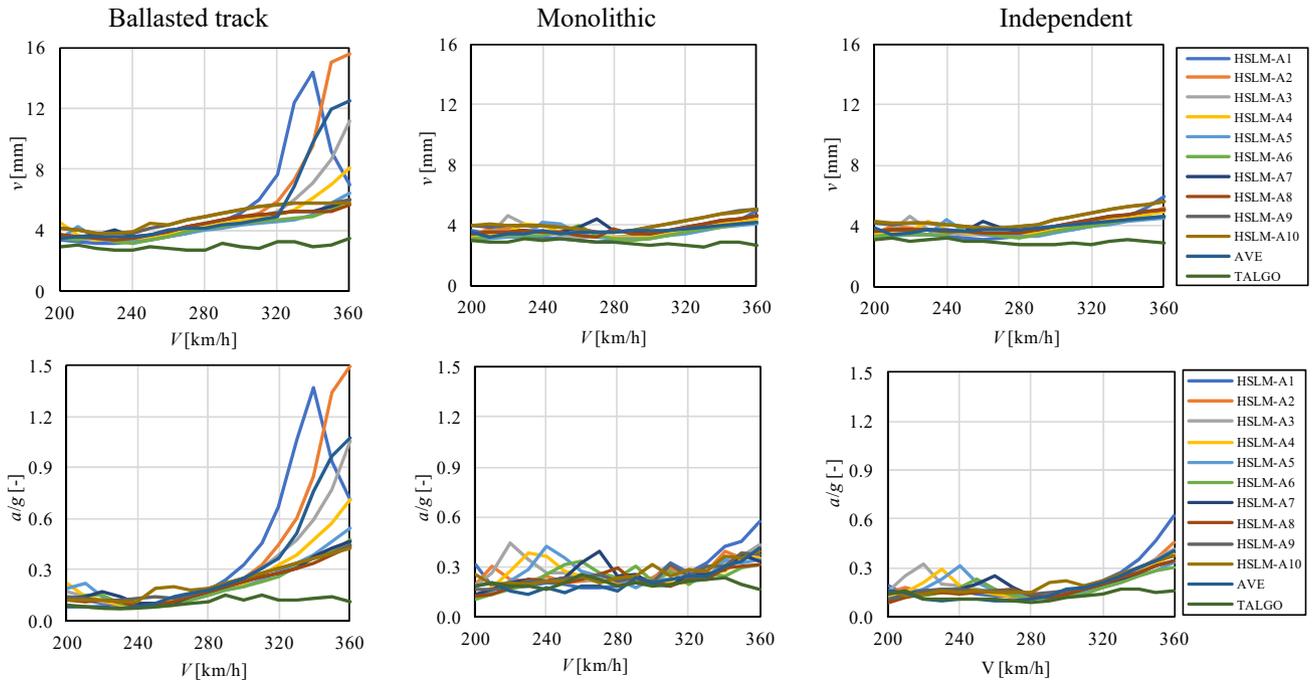


Figure 10. Peak displacements and accelerations at bridge midspan obtained in the simulations with span length  $L = 20$  m.

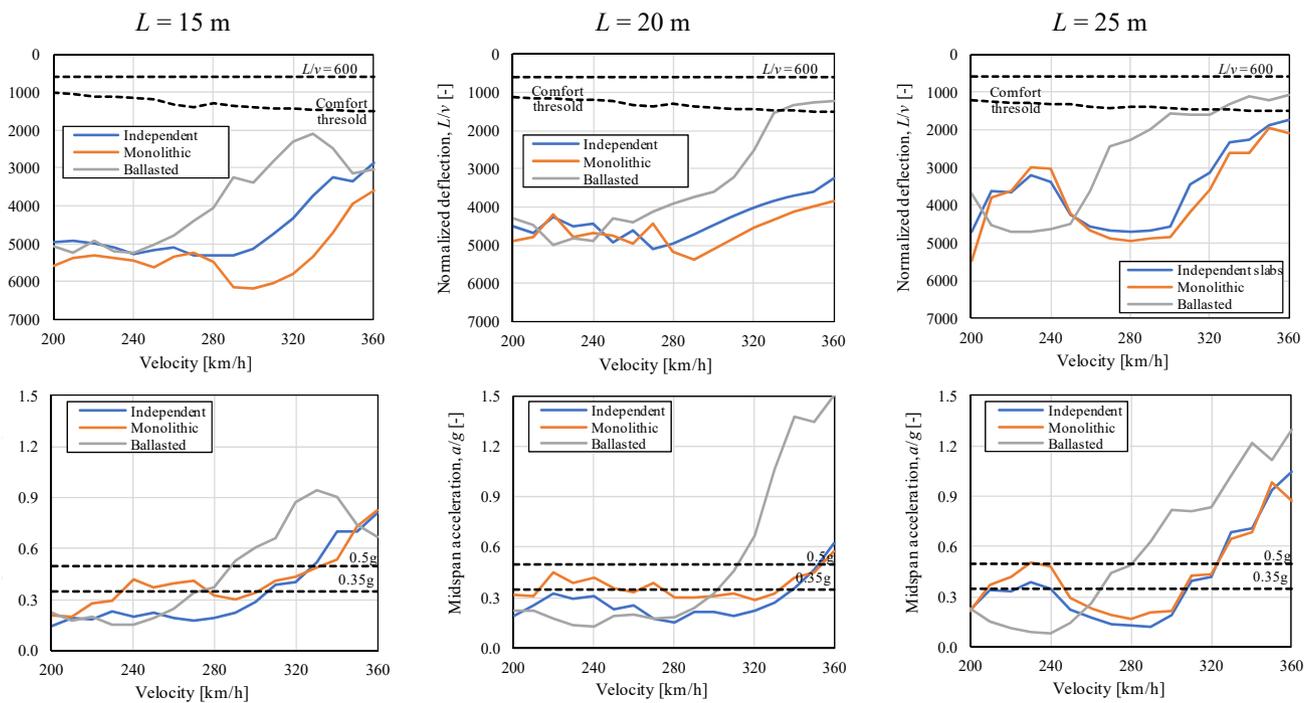


Figure 11. Envelope curves of peak displacements and accelerations at bridge midspan.

might lead to worse dynamic effects than HSLM-A trains in short-span bridges. In the graphs of Figure 11, the midspan deflection has been normalized to the span length ( $v/L$ ) and the acceleration is normalized to the gravity acceleration ( $g$ ).

To allow for analyzing serviceability issues including users' comfort, the limitations of design codes [10,11] are included in Figure 11. Such limitations are defined in terms of the maximum vertical acceleration (0.35g and 0.5g for ballasted and ballastless tracks, respectively) and the midspan displacement ( $L/600$ ), both at the bridge girder. Structural

design codes also provide limits for the accelerations in the train in order to ensure the users' comfort. Nevertheless, such accelerations cannot be checked unless explicit train-track interaction is included in the models. Alternatively, the codes [10,11] recommend a more strict limit for the bridge displacement than  $L/600$  as a function of the running speed and span length, which has been also represented in Figure 11. Arvidsson et al. [39] have reported that the acceleration limit for ballastless track could be increased up to 1-3g without compromising infrastructure and running safety.

#### 4.4. Influence of track type

In general terms, Figure 11 shows that the highest displacements and accelerations are obtained in the models with ballasted track, which means that the use of ballastless track systems in short-span railway bridges can be helpful to reduce dynamic effects. Regarding the two systems of ballastless track studied, bridge deflections and accelerations are rather similar, but in most of the cases the models with monolithic slab track show smaller deflection and higher acceleration than the models with independent slabs, which is closely related with the contribution of the slab track to the stiffness of the system.

For the shortest span length ( $L = 15$  m in Figure 11), the bridge midspan displacement increases significantly for speeds higher than 250 km/h for the model with ballasted track, while such displacements start to increase appreciably from 300 km/h for ballastless tracks, remaining the later always smaller than those of the model with ballasted track. Similar results are obtained in terms of the peak acceleration, which shows that the discomfort limit (0.35g and 0.5g, depending on the track type) is overcome for speeds higher than 275 km/h with ballasted track and 330 km/h with ballastless tracks.

For the bridge with  $L = 20$  m span length, the girder midspan deflection increases significantly for speeds higher than 300 km/h with the ballasted track, and the comfort threshold is even reached from a speed of 330 km/h. The use of ballastless track results in smaller midspan deflections, which lie always below the comfort threshold. The accelerations at the bridge midspan overcome the comfort limit (0.35g) for speeds higher than 300 km/h in case of ballasted track, while the comfort limit (0.5g) is only reached for speeds higher than 350 km/h with ballastless track systems.

The results of the bridge with span length of  $L = 25$  m are very similar to those with  $L = 20$  m. The comfort threshold for bridge displacements is overcome for speeds higher than 325 km/h with ballasted track but it is never reached with ballastless tracks. Regarding the bridge accelerations, they are higher than the limit of 0.35g for ballasted track for speeds higher than 265 km/h, while the limit of 0.5g for ballastless track is reached from a speed of 320 km/h.

An interesting result for the longest bridge ( $L = 25$  m) is that for moderate velocities ( $200 < V < 250$  km/h, still in the HS range), the dynamic response of the bridge (accelerations and displacements) is larger with ballastless track than with ballasted track, though the comfort and serviceability limits are not reached. Moreover, within ballastless track types, the response within such a speed range is slightly higher with the monolithic slab track than with the independent slabs. Similar trend (but less pronounced) is obtained with the shorter span lengths (15 and 20 m).

#### 4.5. Influence of bridge cross-section

The former results have been obtained by considering that the mechanical properties of the bridge girder can be calculated with Eqs. (1)-(4). It has to be noted that such equations (as well as those proposed by [28,29] for double track bridges) have been mainly fitted from girder typologies of box- or hol-

low-core slab sections. Nevertheless, a detailed observation of Figure 2 shows that many real bridges fall far from the fitted equations for the shorter span lengths, which can be explained by the existence of stiffer cross-section typologies like solid slabs. In order to analyze the influence of the stiffness of the cross-section, the simulations have been repeated with a solid slab with  $h/L = 1/12$  slenderness for the shortest span length ( $L = 15$  m). The corresponding mechanical properties of the bridge girder are represented in Figure 2 with green lines.

The influence of the cross-section type can be analyzed with the comparison of deflections and accelerations at the bridge midspan plotted in Figure 12. In the graphics, the envelopes of dynamic response show a significant reduction of peak deflections and accelerations when the girder consists of a solid slab. Therefore, it can be concluded that another alternative to improve the dynamic performance of short-span bridges can be to increase the size of the cross-section.

#### 4.6. Results at the rails

The envelopes of midspan vertical deflections and accelerations obtained at the central node of the rails are represented in Figure 13. As it can be noted, the highest displacements at the rails are obtained either with the ballasted track or with the independent ballastless track system, depending on the span length and the velocity. The smaller displacements obtained with the monolithic ballastless track can be explained by the joined vertical performance of the bridge and

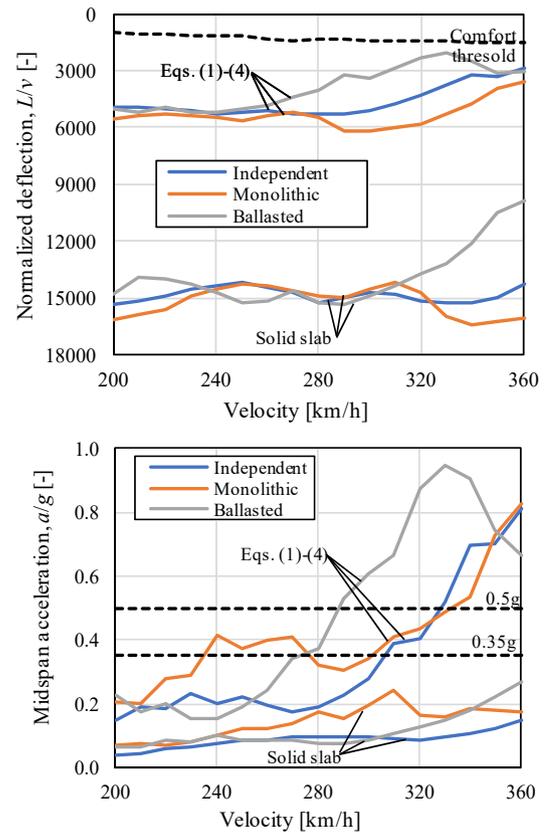


Figure 12. Comparison of dynamic envelopes of bridge midspan deflection and acceleration for span length  $L = 15$  m, with different bridge cross-section.

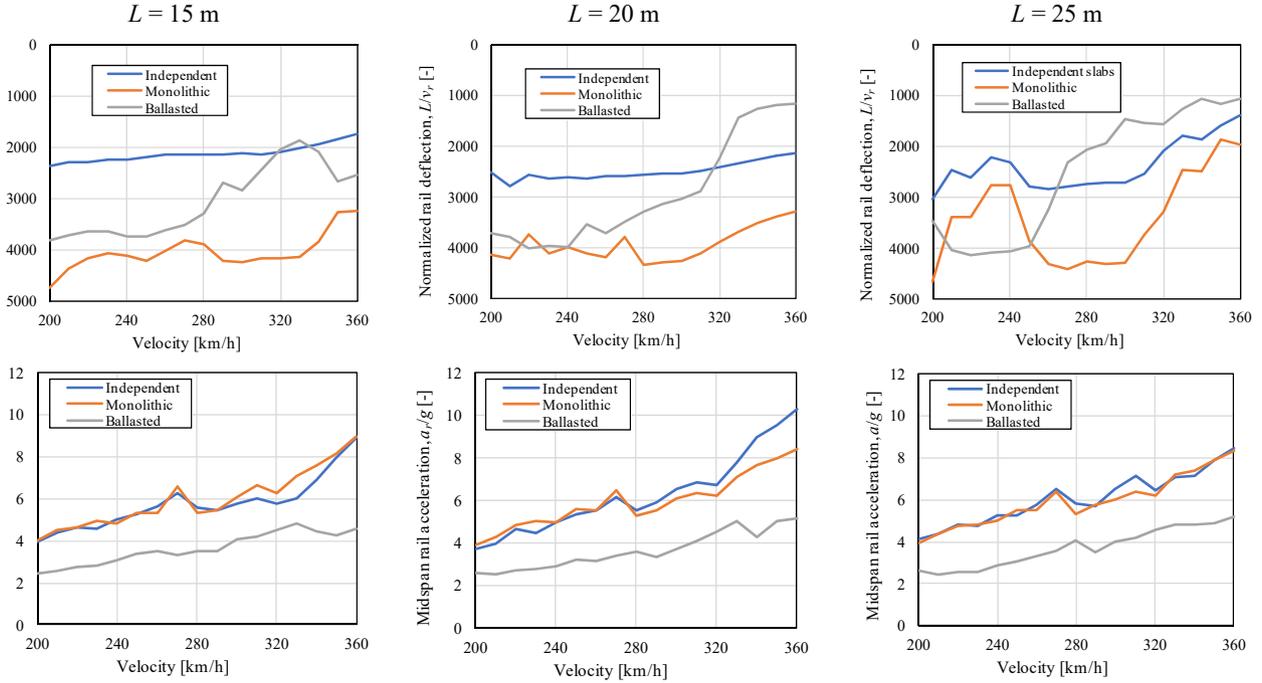


Figure 13. Envelope curves of peak displacements and accelerations at the rails.

the slab track, which means that the rails are only separated from the slab track by the fastenings. In the ballasted track and the independent ballastless track, the rails are further isolated from the bridge by the intermediate elastic layers (ballast bed and resilient elastomeric mat, respectively). Regarding the vertical accelerations, Figure 13 shows that the ballasted track is the system with smallest accelerations in the rails, while the two ballastless track systems show rather similar rail accelerations. Even though rail accelerations may seem high as a result of the track-bridge interaction model subjected to moving loads, they are on the safe side with respect to other models considering explicitly the train suspension and oscillations [33]. Furthermore, the significance of the verification of passengers comfort through criteria based on deflections and accelerations at the bridge girder has been confirmed by authors considering the train-track-bridge interaction [39].

An additional aspect that deserves to be discussed when dealing with the track-bridge interaction is the influence of the track irregularities. In the present research, such irregularities have not been taken into account. Nevertheless, the additional dynamic amplification due to track or wheel defects in HS lines is typically small due to the stringent maintenance of such lines. A rough estimation of the effects due to track irregularities and vehicle imperfections can be done with the formulation provided by [10,11], which states that the total dynamic amplification factor in railway bridges can be expressed as  $1 + \varphi' + r \cdot \varphi''$ , where  $\varphi'$  is the amplification produced by dynamic loads and  $r \cdot \varphi''$  is the additional effect due to irregularities ( $r = 0.5$  for HS lines), as follows:

$$\varphi'' = a \left[ 0.56 e^{-\left(\frac{L}{80}\right)^2} + 0.50 \left( \frac{f_0 L}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L}{80}\right)^2} \right], a = \min \left[ \frac{V}{22}, 1 \right] \quad (7)$$

where  $V$  is expressed in m/s.

According to Eq. (7), the highest amplification due to track and vehicle irregularities for the highest speed (360 km/h) would range from 1.3% ( $L = 25$  m, ballasted track) to 11.0% ( $L = 15$  m, monolithic ballastless track). Nevertheless, such values could be refined with more complex vehicle-track-bridge interaction models out of the scope of the present paper.

## 5. CONCLUSIONS

The present study has focused on the dynamic behavior of short-span HS railway bridges subjected to vertical moving train loads, with special attention at the influence of the track typology. Three track types have been considered, namely conventional ballasted track and two ballastless tracks, with monolithic and independent interaction with the bridge structure. The most relevant conclusions reached in the present study are as follows:

- The track type can play a significant role in the dynamic response of short single-span HS railway bridges subjected to moving train loads. The simulations show that dynamic amplifications suffered by the bridge structure with ballasted track might lead to deflections and accelerations higher than the limits specified by design codes. The introduction of ballastless track systems can reduce significantly the bridge deflections and accelerations, so that the codes' limitations can be fulfilled. In the worst cases, the critical velocity range leading to excessive accelerations is appreciably reduced with respect to ballasted track. Thus, ballastless track systems can be an effective solution to reduce dynamic effects on short-span HS railway bridges.

- The influence of the interaction degree between the ballastless track and the bridge girder is rather limited regarding the effects produced on the bridge girder. The monolithic system leads to slightly smaller bridge deflections and also moderately larger accelerations. It has to be noted that the present paper has mainly focused on the bridge design implications; thus, further consequences of the track-bridge interaction degree for the slab track design are outside the scope of the paper (regarding e.g. the reinforcement detailing required in monolithic systems when the slab accompanies the girder deformation or the bending solicitation of floating slabs).
- Though ballastless track systems generally result in smaller peak deflections and accelerations at the bridge girder than ballasted track, the effects at the non-critical velocity range of 200-260 km/h produced by ballastless track can be larger than those caused by ballasted track.
- For short span bridges, it has been shown that bridge cross-sections consisting of a solid slab provide a better dynamic response, reducing significantly the accelerations and deflections produced by HS train loads with respect to more slender cross-section typologies. Thus, the combination of an appropriate bridge cross-section design and ballastless track system seems to be an interesting approach for the mitigation of dynamic effects caused by HS train loads.
- Dynamic effects (displacements and accelerations) at the rails can have different trends than those at the bridge girder: the simulations show that the highest rail displacements are obtained with independent ballastless track systems and ballasted track, while the largest accelerations are found for the two ballastless track systems. A refined estimation of rail accelerations and deflections could be completed with detailed vehicle models, but the indirect verification of passengers' comfort and running safety through accelerations and displacements at the bridge girder is well established in the standard provisions.
- The numerical simulations have shown that the train configurations leading to the worst dynamic effects are not always the HSLM-A trains. In some cases, the AVE-S101 has been the critical one, especially with the shortest bridge length of 15 m.

### Acknowledgements

Interesting insights provided by AFTRAV (Spanish Association for Manufacturers of Sleepers) are gratefully acknowledged. The present paper is based on the models prepared in the Master's thesis of Ref. [26].

TABLE 1. Mechanical properties of ballasted track [29].

Track component	Element designation	Material properties	Mechanical properties
Rail UIC-60	BEAM3	$E = 210 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.3$ , $\rho = 7.85 \text{ t/m}^3$	$A = 2 \times 76.7 \text{ cm}^2$ , $I = 2 \times 3038 \text{ cm}^4$ , $y_G = 8.1 \text{ cm}$ ; $h = 172 \text{ mm}$
Fastening system	COMBIN14		$K = 150 \text{ kN/mm}$ ; $C = 15 \text{ kNs/m}$
Sleeper	MASS21	$M = 0.36 \text{ t}$	-
Ballast layer	LINK1	$\rho = 1.8 \text{ t/m}^3$	$c = 0.2 \text{ N/mm}^3$ , $C = 12.3 \text{ kNs/m/rail seat}$
Bridge girder	BEAM3	$E = 37.1 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.2$ , $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ (+ mass of non-structural elements)	$A, I, h, y_G$ acc. to span length, $\xi = 2\%$

TABLE 2. Mechanical properties of monolithic ballastless track [29].

Track component	Element designation	Material properties	Mechanical properties
Rail UIC-60	BEAM3	$E = 210 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.3$ , $\rho = 7.85 \text{ t/m}^3$	$A = 2 \times 76.7 \text{ cm}^2$ , $I = 2 \times 3038 \text{ cm}^4$ , $y_G = 8.1 \text{ cm}$ ; $h = 172 \text{ mm}$
Fastening system	COMBIN14		$K = 50 \text{ kN/mm}$ , $C = 15 \text{ kNs/m}$
Slab track and leveling layer	BEAM3	$E = 37.1 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.2$ , $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$	Rectangular cross-section of slab and leveling layer
Slab-leveling layer-girder contacts	LINK1	$\rho = 0 \text{ t/m}^3$ , $E = \infty$	Tributary area of one rail seat
Bridge girder	BEAM3	$E = 37.1 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.2$ , $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ (+ mass of non-structural elements)	$A, I, h, y_G$ acc. to span length, $\xi = 2\%$

TABLE 3. Mechanical properties of independent ballastless track [29].

Track component	Element designation	Material properties	Mechanical properties
Rail UIC-60	BEAM3	$E = 210 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.3$ , $\rho = 7.85 \text{ t/m}^3$	$A = 2 \times 76.7 \text{ cm}^2$ , $I = 2 \times 3038 \text{ cm}^4$ , $y_G = 8.1 \text{ cm}$ ; $h = 172 \text{ mm}$
Fastening system	COMBIN14		$K = 50 \text{ kN/mm}$ ; $C = 15 \text{ kNs/m}$
Slab Track and leveling layer	BEAM3	$E = 37.1 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.2$ , $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$	Rectangular cross-section of slab and leveling layer
Slab-leveling layer contact	COMBIN14	$c = 0.015 \text{ N/mm}^3$ ; $\xi = 15\%$	Tributary area of one rail seat
Leveling layer-girder contact	LINK1	$\rho = 0 \text{ t/m}^3$ , $E = \infty$	Tributary area of one rail seat
Bridge girder	BEAM3	$E = 37.1 \text{ GPa}$ , $\nu = 0.2$ , $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ (+ mass of non-structural elements)	$A, I, h, y_G$ acc. to span length, $\xi = 2\%$

## References

- [1] UIC. High speed lines in the world. 2021. International Union of Railways, Paris.
- [2] UIC. High Speed Rail. Fast track to sustainable mobility. 2018. International Union of Railways, Paris.
- [3] Kang, C., Schenider, S., Wenner, M., Marx, S. (2018) Development of design and construction of high-speed railway bridges in Germany. *Engineering Structures* 163:184-196. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.059>
- [4] European Commission. High-speed Europe. A sustainable link between citizens. 2010. European Commission, Brussels.
- [5] Goicolea, J.M. (2011) Acciones dinámicas debidas al tráfico ferroviario en viaductos de alta velocidad. *Proceedings of Seminario Torroja 2011*, Madrid, Spain
- [6] Goicolea, J.M., Domínguez, J., Gaaldón, F., Navro, J.A. (2002) Resonant effects in short span high speed railway bridges: modelling and design issues. *Proceedings of the International Conference Eurodyn 2002*, Munich, Germany.
- [7] Feng, D., Feng, M.Q. (2015) Model updating of railway bridge using in situ dynamic displacement measurement under trainloads. *Journal of Bridge Engineering* 20:04015019. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000765](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000765)
- [8] Jiang, H., Gao, L. (2020) Analysis of the vibration characteristics of ballastless track on bridges using an energy method. *Applied Sciences* 10:2289. <https://doi.org/10.3390/app10072289>
- [9] Ju, S.H., Lin, H.T. (2003) Resonance characteristics of high-speed trains passing simply supported bridges. *Journal of Sound and Vibration* 267:1127-1141. [https://doi.org/10.1016/S0022-460X\(02\)01463-3](https://doi.org/10.1016/S0022-460X(02)01463-3)
- [10] Spanish Ministry for Public Works. (2007) IAPF-07 Spanish code for loads to be considered in the design of railway bridges. Madrid.
- [11] CEN. EN 1991-2:2003. Eurocode 1. Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, Belgium, 2002.
- [12] ACHE. Monograph M-15: Application examples of IAPF-07. 2009. Spanish Association for Structural Engineering, Madrid, Spain.
- [13] Esveld, C. (2001) Modern railway track. Delft, The Netherlands: Esveld MRT-Productions.
- [14] Michas, G. (2012) Slab track systems for high-speed railways; Master's Degree Project. Royal Institute of Technology, Stockholm.
- [15] Zhai, W., Wang, K., Chen, Z., Zhu, S., Cai, C., Liu, G. (2020) Full-scale multi-functional test platform for investigating mechanical performance of track-subgrade systems of high-speed railways. *Railway Engineering Science* 28:213-231. <https://doi.org/10.1007/s40534-020-00221-y>
- [16] Tomicic-Torlakovic, M., Budisa, M., Radjen, V. (2012) Slab track mass-spring system. Transportation Research Record: *Journal of the Transportation Research Board* 2289:64-69. <https://doi.org/10.3141/2289-09>
- [17] Freudenstein, S. (2010) Rheda 2000: ballastless track systems for high-speed rail applications. *International Journal of Pavement Engineering* 11:293-300. <https://doi.org/10.1080/10298431003749774>
- [18] ADIF. NAV 7-1-0.7 Diseño y montaje de vía sin balasto para obra nueva (Design and execution of ballastless track for new constructions), Chapter 7.3 Construction of concrete pavement . 2021. Madrid, Spain.
- [19] Ando, K., Sunaga, M., Aoki, H., Haga, O. (2001) Development of slab tracks for Hokuriku Shinkansen line. *Quarterly Report of RTRI* ;42:35-41. <https://doi.org/10.2219/rtriqr.42.35>
- [20] Porr Technobau und Umwelt AG. Slab Track Austria. Elastisch gelagerte Gleistragplatte. 2022. Vienna, Austria.
- [21] Albajar, L. (2012) La vía sin balasto a partir de placas prefabricadas de AFTRAV (Ballastless track with AFTRAV precast concrete slabs). AN-DECE, Madrid, Spain.
- [22] Wang, B.Q., Pei, L., Ai, Q.K., Zheng, H.B., Si, W. (2017) Key innovative technology of CRTS III type pre-tensioning ballastless track slab by unit serial method. 2nd International Conference on Intelligent Transportation Engineering (ICITE).103-107. Singapore. <https://doi.org/10.1109/ICITE.2017.8056890>
- [23] MAFEX. (2021) VP slab track system. MAFEX Corporate Magazine of the Spanish Railway Association 27:84.
- [24] CEN. EN 16432-1: 2018 Ballastless track systems. Part 1: general requirements. 2018. Brussels, Belgium,
- [25] CEN. EN 16432-2: 2018 Ballastless track systems. Part 2: system design, subsystems and components. 2018. Brussels, Belgium,
- [26] Martínez González, E.P. (2022) Effects of moving loads on railway bridges considering the structure of railway track. Master's thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain.
- [27] Barrios Frago, E. (2017) Estudio dinámico de puentes de ferrocarril isostáticos y de luces cortas. Línea de alta velocidad Madrid-Barcelona-Frontera francesa. Master's thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain.
- [28] González Rodríguez, O. (2010) Interacción vía-estructura en puentes de ferrocarril. Master's thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain.
- [29] Goicolea, J.M., Cuadrado, M., Viñolas, J., Galvín, P., Mateos, A. (2012) Estudio del comportamiento a medio y largo plazo de las estructuras ferroviarias de balasto y placa. CEDEX (Spanish Research and Experimentation Center for Public Works), Monograph 111, Madrid, Spain
- [30] ANSYS I. Ansys Mechanical v. 20.0 user's guide. Southpointe, 275 Technology Drive, Canonsburg, PA 15317: Ansys, Inc., 2020.
- [31] Zimmermann, H. (1888) *Die Berechnung des Eisenbahnüberbaus*. Ernst & Sohn, Berlin, Germany.
- [32] Domínguez Barbero, J. (2001) Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia. PhD Thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain.
- [33] Museros, P., Romero, M.L., Poy, A., Alarcón, E. (2002) Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines. *Computers and Structures* 80:2121-2132. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)00261-4](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00261-4)
- [34] Zhai, W., Xia, H., Caia, C., Gaoc, M., Lid, X., Guoe, X., et al. (2013) High-speed train-track-bridge dynamic interactions. Part 1: theoretical model and numerical simulation. *International Journal of Rail Transportation*;1:3-24. <https://doi.org/10.1080/23248378.2013.791498>
- [35] Museros, P., Alarcón, E. (2005) Influence of the second bending mode on the response of high-speed bridges at resonance. *Journal of Structural Engineering* 131:405-415.
- [36] Newmark, N.M. (1959) Method of computation for structural dynamics. *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 85:67-94.
- [37] Hughes, T.J.R. (1987) *The finite element method. Linear static and dynamic finite element analysis*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- [38] Ju, S.H., Lin, H.T., Huang, J.Y. (2009) Dominant frequencies of train-induced vibrations. *Journal of Sound and Vibration* 319:247-259. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2008.05.029>
- [39] Arvidsson, T., Andersson, A., Karoumi, R. (2019) Train running safety on non-ballasted bridges. *International Journal of Rail Transportation*, 7:1-22. <https://doi.org/10.1080/23248378.2018.1503975>

# El puente de Villanueva de la Reina sobre el Guadalquivir (Jaén). Diseño estructural y constructivo de una obra histórica de hormigón armado

## *The Villanueva de la Reina Bridge Over the Guadalquivir (Jaén). Structural and Constructive Design of a Historic Reinforced Concrete Work*

Antonio Burgos Núñez<sup>\*,a</sup>

<sup>a</sup> Universidad de Granada

Recibido el 5 de marzo de 2023; revisado el 1 de junio de 2023; aceptado el 5 de julio de 2023

### RESUMEN

En la parte central de la provincia de Jaén, sobre una carretera poco transitada, se localiza un puente histórico de hormigón armado. Fue construido a principios del siglo XX y todavía se mantiene en uso en nuestros días. Este puente tiene una configuración insólita, estando formado por tramos rectos de vigas trianguladas de hormigón armado. A pesar de ser una obra muy original, relevante para la Historia de la Ingeniería en España, su conocimiento hasta ahora era limitado

En el presente artículo se hace una introducción a su historia y se describe técnicamente su configuración y las particularidades de sus elementos, a partir de una revisión global en la que se incluyen los planteamientos de diseño originales y las modificaciones introducidas durante su ejecución.

PALABRAS CLAVE: Puentes, hormigón armado, estructura, proyecto, construcción, patrimonio.

©2023 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 the central part of the province of Jaén, on a road with little traffic, there is a historic reinforced concrete bridge. It was built at the beginning of the 20th century and is still in use today. This bridge has an unusual configuration, being made up of straight sections of triangular reinforced concrete beams. Despite being a very original work, relevant to the History of Engineering in Spain, its knowledge has been limited until now.

This article aims an introduction to its history and a technical description of its configuration and the particularities of its elements, based on a global review that includes the original design approaches and the modifications introduced during its construction.

KEYWORDS: Bridges, reinforced concrete, structure, design, construction, heritage.

©2023 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

## 1. INTRODUCCIÓN

El hormigón armado surgió como resultado de un largo proceso de gestación, que comenzó en el último tercio del siglo XIX. A comienzos del XX, sustentado todavía sobre bases empíricas, tuvo una expansión fulgurante, gracias a la iniciativa de empresas variopintas. Esta extraordinaria difusión atrajo la atención de técnicos solventes, que

finalmente lograron consolidarlo plenamente como material de construcción, a partir de su formulación teórica y de la demostración de su validez mediante su implementación racional en audaces e innovadoras construcciones [1].

Uno de los ámbitos donde el nuevo material avanzó más rápidamente fue el de los puentes. Su gran versatilidad propició su generalización, configurándose desde los comienzos dos tipologías básicas: el arco y el tramo recto.

Los arcos de hormigón armado se levantaron con esquemas

\* Persona de contacto / Corresponding author:  
Correo-e / e-mail: [abn@ugr.es](mailto:abn@ugr.es) (Antonio Burgos Núñez)

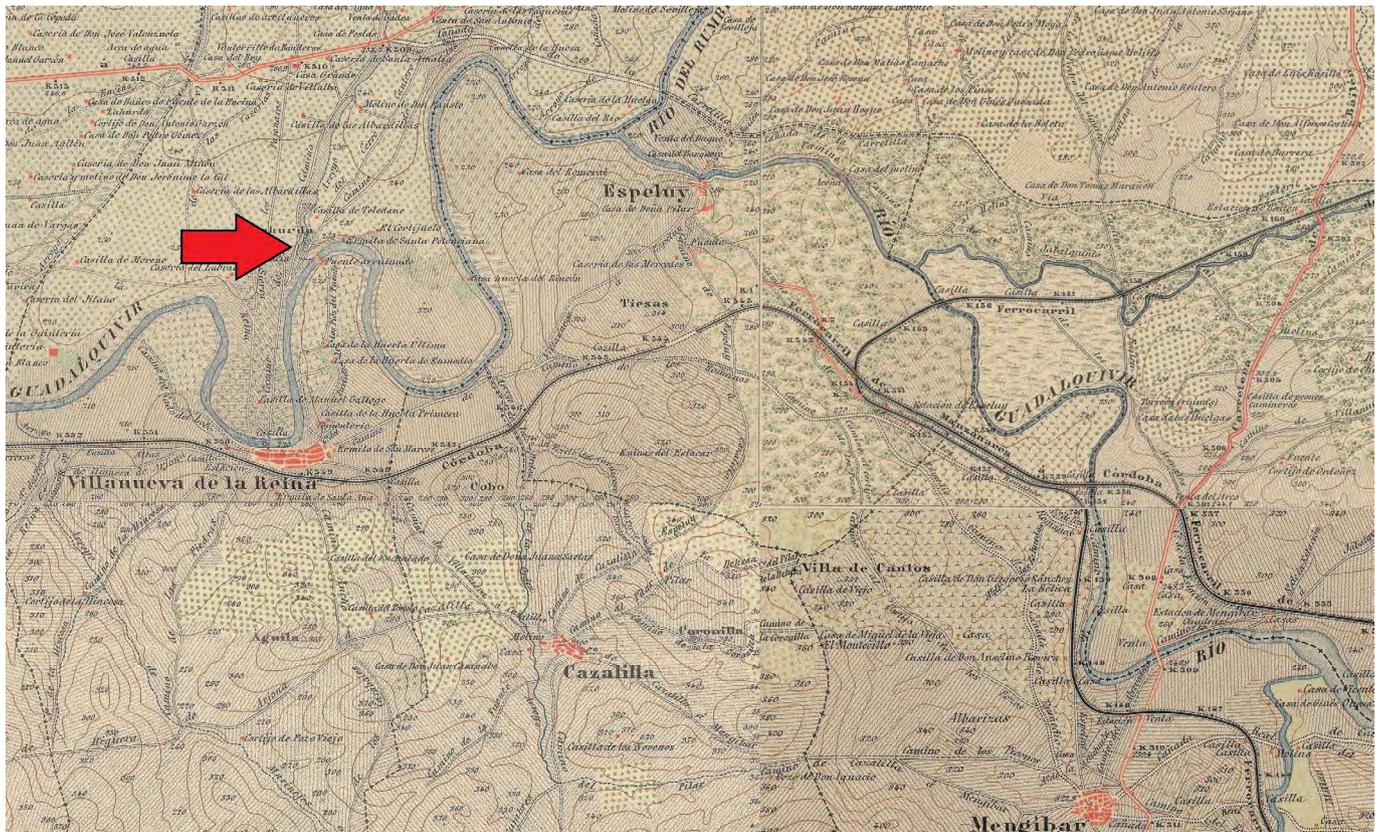


Figura 1. Recorrido de la carretera de la Venta de Santa Amalía a la Venta del Sereno, aún sin ejecutar en 1900. En el plano consta la localización del primitivo puente romano sobre el Guadalquivir junto a Villanueva de la Reina. Montaje de las hojas 904, 905, 925 y 926 del MTN. Cartografía © Instituto Geográfico Nacional de España.

heredados de los puentes de fábrica, en particular de los diseños que Paul Sejourné había materializado brillantemente en sus puentes de fábrica. Frente a esta apropiación, los puentes de tramos rectos se conformaron con un lenguaje original, desarrollándose el modelo de sección transversal en  $\pi$  como fórmula prácticamente universal.

No obstante, en la etapa de experimentación surgieron propuestas a partir de planteamientos propios de otros materiales de construcción. Tal fue el caso de los puentes de vigas trianguladas de hormigón armado, que reiteraban el consabido esquema de tablero sobre dos cuchillos longitudinales, el cual había devenido solución prácticamente universal en el Ochocientos para los tramos rectos hechos con hierro.

Ciertamente, la versión hormigonada de estos puentes tuvo en general una aceptación muy pequeña. Fuera de España se construyeron algunos ejemplares [2], pero la tipología no tuvo continuidad. Solamente trascendió la brillante propuesta de viga sin diagonales desarrollada por Vierendeel, cuyas aplicaciones no obstante también fueron limitadas [3].

Pero en España sí que tuvieron una amplia aplicación. Se usaron frecuentemente como alternativa a los puentes arco para luces significativas (25-30 m), dispuestos siempre en tramos isostáticos para obviar las dificultades de cimentación de aquellos [4]. En el primer tercio del siglo XX se construyeron 17 puentes de este tipo, repartidos por toda la geografía nacional.

En esta inusual difusión tuvo mucho que ver la influencia del gran ingeniero Juan Manuel de Zafra, que inauguró la

tipología en 1909 con el puente sobre el río Vélez en Málaga. Su propuesta fue adoptada después por otros técnicos, que experimentaron con ella en diversos puentes construidos en la década de 1910. Finalmente, el propio Zafra consagró la fórmula incluyéndola en la Colección de Modelos Oficiales de Puentes de Carretera [5]. Con sus patrones se levantaron hasta cinco ejemplares más, completando los 17 puentes de este tipo que entre 1909 y 1932 se hicieron en España. Integrados en infraestructuras ferroviarias, se construyeron cinco más para las líneas de los Ferrocarriles Suburbanos de Málaga. El resto se utilizó en carreteras, como solución especialmente indicada para puentes de grandes luces. Entre ellos son especialmente significativos el del río Caudal en Mieres -Asturias- (tres tramos de 28 m de luz) el viaducto sobre el río Andarax en Almería (cinco tramos de 32 m de luz) y los puentes de Sabero-León- y Serradilla -Cáceres- (con sendos tramos centrales de 28 m y 32 m de luz, respectivamente).

Uno de los puentes más notables del periodo anterior a la normalización fue el que se presenta en esta investigación. Se trata de un gran viaducto de 220 m de luz, resuelto con tramos rectos isostáticos de 20 m cada uno. La superestructura es de hormigón armado, con un tablero superior apoyado sobre dos cuchillos formados por vigas trianguladas de hormigón armado. Una parte del puente se encuentra sobre el cauce del río, apoyándose sobre pilas de fábrica. El resto del puente se ubica en la zona inundable del río (margen derecha), habiendo sido sustituidas en esta parte las pilas por caballetes o palizadas de hormigón armado.

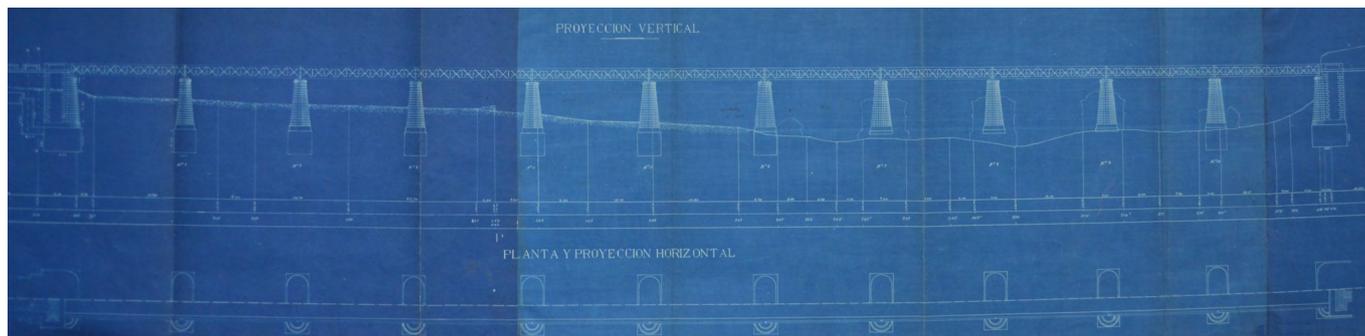


Figura 2. Alzado del puente sobre el Guadalquivir en Villanueva de la Reina (Jaén). Proyecto de Francisco Aedo. 1909. A la derecha figuran las cinco pilas a construir sobre restos romanos, que se representan. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31313.

Tanto por sus notables dimensiones como por la particularidad de su tipología, es una realización significativa de la Ingeniería Española, plenamente merecedora de un estudio en el que se aclaren sus orígenes, se identifiquen sus creadores y se concreten con detalle sus peculiaridades estructurales y constructivas.

Por otra parte, a pesar del tiempo transcurrido y sin recibir apenas mantenimiento, el puente se encuentra aún en uso, soportando el tráfico normal de carretera. Apremia que se conozca su existencia, se tome conciencia de su importancia como bien patrimonial y se adopten medidas para su salvaguarda. A ello pretende contribuir este trabajo como uno de sus objetivos principales.

La base de la investigación ha sido la consulta y análisis de la documentación técnica original, conservada principalmente en el Archivo Histórico Provincial de Jaén. La metodología se ha completado con reconocimientos técnicos *in situ*, apoyados con levantamientos elementales y realización de reportajes fotográficos.

## 2. CONCEPCIÓN GENERAL DE LA OBRA. UN PUENTE METÁLICO COMO PLANTEAMIENTO INICIAL

Tras el formidable esfuerzo llevado a cabo en la segunda mitad del siglo XIX, hacia 1900 la red de carreteras del Estado en líneas generales podía darse por completada. No ocurría lo mismo con las carreteras de segundo nivel (provinciales), que arrastraban un considerable atraso [6]. En las décadas siguientes, el esfuerzo de la Administración se iba a concentrar en el despliegue de estas infraestructuras.

En este contexto hay que situar la construcción de una carretera de tercer orden en la provincia de Jaén, concebida como conexión transversal de dos grandes ejes viarios, la carretera de Madrid a Cádiz y la de Bailén a Motril y el importante nudo ferroviario de Espeluy. Comenzada su construcción en 1904, dos años después se encargó al ingeniero de Caminos Francisco Aedo Villalobos el proyecto de su tramo más complicado, que incluía el paso del río Guadalquivir junto a la localidad de Villanueva de la Reina (figura 1).

El punto de cruce del gran río andaluz fue determinante en la elección del trazado. Próximo a Villanueva se encontraba un viejo puente romano arruinado, pero tres de cuyas pilas

aún seguían en pie (otras dos estaban semiderruidas), dando prueba de la solidez de sus cimientos. Priorizando la economía de la construcción, se decidió aprovecharlos en la nueva obra, a pesar de que se tendrían que demoler las pilas existentes «para darles forma adecuada a un puente moderno» [7].

Esta decisión, por tanto, condicionó el diseño del nuevo puente, cuyas dimensiones tuvieron que ajustarse a la disposición de los elementos existentes. De este modo, se proyectó un viaducto con once tramos rectos de 20 m de luz (figura 2), precisamente la separación que había entre las cinco pilas romanas [8].

El régimen de avenidas del Guadalquivir obligaba a realizar una solución de tanta envergadura, que tal vez pueda parecer desmesurada para poco más que un camino vecinal en una de las provincias menos desarrolladas de España. Pero su construcción también estaba justificada como alternativa para el cruce del Guadalquivir en caso de dificultades en los puentes cercanos, el colgante de Mengibar y el romano de Andújar (que sí podrían dejar cortadas carreteras de primer orden).

El aprovechamiento de las cimentaciones romanas facilitaba la construcción del puente al evitar los agotamientos en la zona del cauce. Para las nuevas pilas de la margen izquierda, de suave pendiente y habitualmente en seco, se proyectaban macizos de hormigón de profundidad suficiente para alcanzar el nivel competente de arcillas (figura 2).

En los reconocimientos practicados para diseñar la cimentación de estas se encontró un nivel competente de naturaleza arcillosa (margas) a cierta profundidad, bajo una gruesa capa de acarros. No era un terreno que ofreciese completa garantía de estabilidad, siendo muy posible que a lo largo de la vida del puente alguna de las pilas sufriera asientos, con la consiguiente desnivelación de las vigas principales apoyadas en ellas. Por ello, el ingeniero Aedo planteó un puente de tramos isostáticos independientes, en contra de la solución habitual de viga continua sobre varios apoyos, en la que un asiento de alguna de las pilas acarrearía «si no la ruina de la obra, al menos averías de costosisima reparación y que no compensarían el ahorro de hierro que se obtendría». Por otro lado, los tramos isostáticos eran más fáciles de poner en obra por lanzamiento [9].

Fijada así la organización general del puente, la superestructura se resolvió con la solución habitual de la época: dos cuchillos de vigas trianguladas como elementos principales sobre los que se apoyaba un tablero intermedio (figura 3). Estas vigas principales eran del tipo de cruces de San Andrés, con diagona-

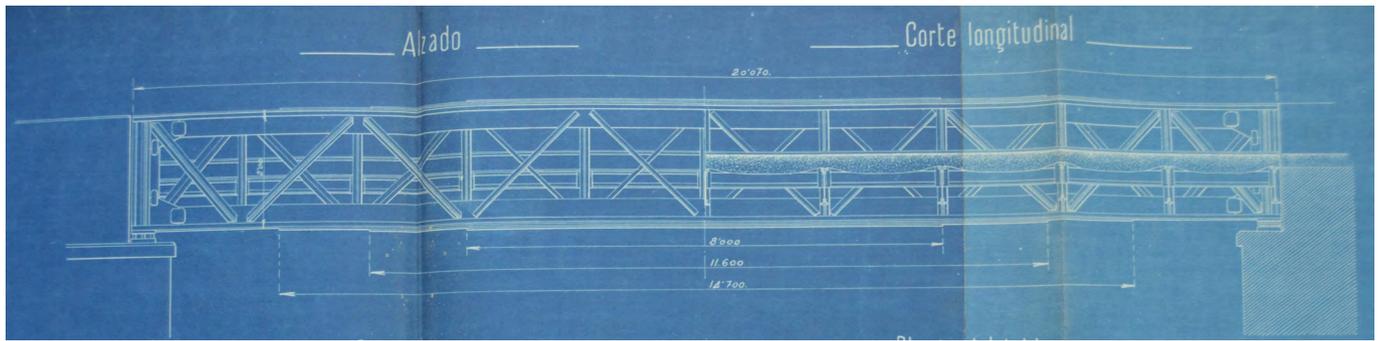


Figura 3. Alzado y corte longitudinal de los tramos metálicos. Proyecto de Francisco Aedo. 1909. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31313.

TREN TIPO DE CARROS DE 6 TONELADAS PARA CARRETERAS .

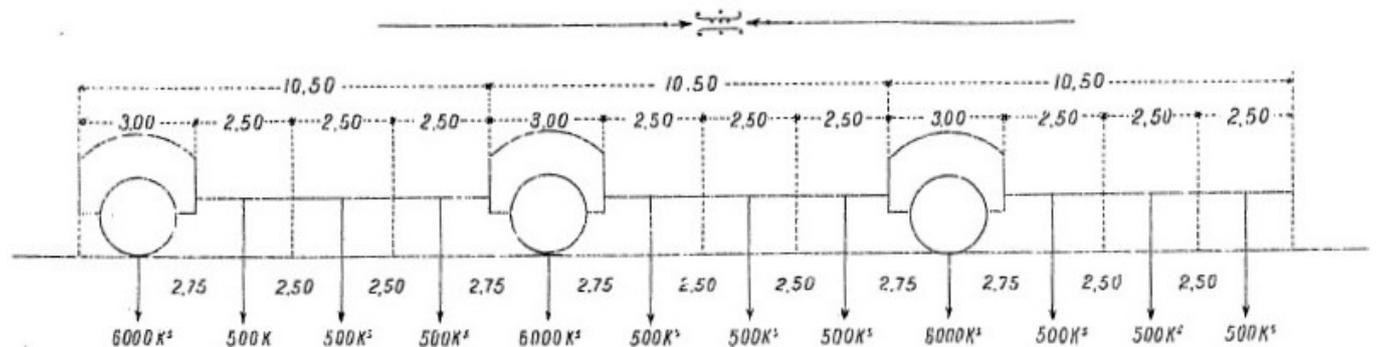


Figura 4. Croquis del tren de carros tipo para puentes de carreteras incluido en la Instrucción para redactar puentes metálicos de 1902. Publicado en la Revista de Obras Públicas de 5 de junio de 1902. Biblioteca del Hospital Real, Universidad de Granada.

les y contradiagonales en todos los recuadros. De este modo, a pesar de sus excepcionales dimensiones, el ingeniero Aedo presentó un diseño solvente y ya suficientemente contrastado.

Las dimensiones de los elementos estructurales fueron determinadas conforme a la entonces vigente instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos de 1902.

En ella se prescribía (artículo 5), una sobrecarga de uso debida por un lado al peso de los carruajes que debían circular por su zona central y por otro a una acumulación de personas en los andenes. La norma facilitaba un croquis del tren tipo de carros, los cuales no debían tener un peso menor de 60 kN (figura 4).

Aedo asimiló ambas sobrecargas a una carga estática uniforme de 25 kN/m, añadiendo además el peso propio de la estructura metálica y la concarga originada por una capa de firme de rodadura de 23 cm de espesor (figura 5). En números redondos, representa una sobrecarga de 5 kN/m<sup>2</sup>. La tensión de trabajo máxima para los elementos principales se fijó en 60 N/mm<sup>2</sup>[10].

Subordinado a este gran puente se proyectaba otro de dimensiones mucho menores, necesario para salvar un arroyo que pasaba a unas decenas de metros. Aedo optó para esta obra por una solución todavía más sencilla, con un tablero de viguetas apoyado sobre dos vigas armadas de sección en doble T de diez metros de luz (figura 6).

La propuesta de puente metálico era coherente y estaba del todo justificada en el plano técnico. Pero necesariamente implicaba la utilización de una gran cantidad de hierro

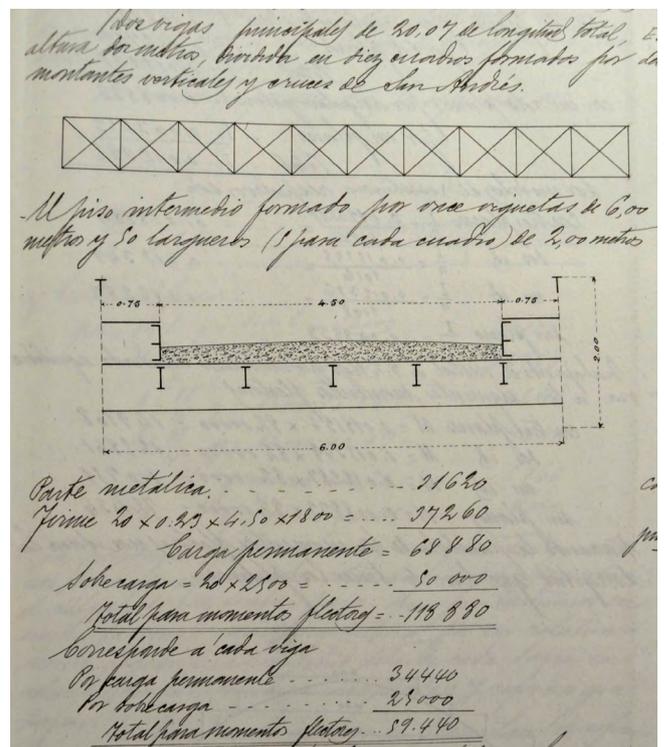


Figura 5. Desglose de la carga considerada para el cálculo a flexión de los cuchillos. Proyecto de Francisco Aedo. 1909. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31313.

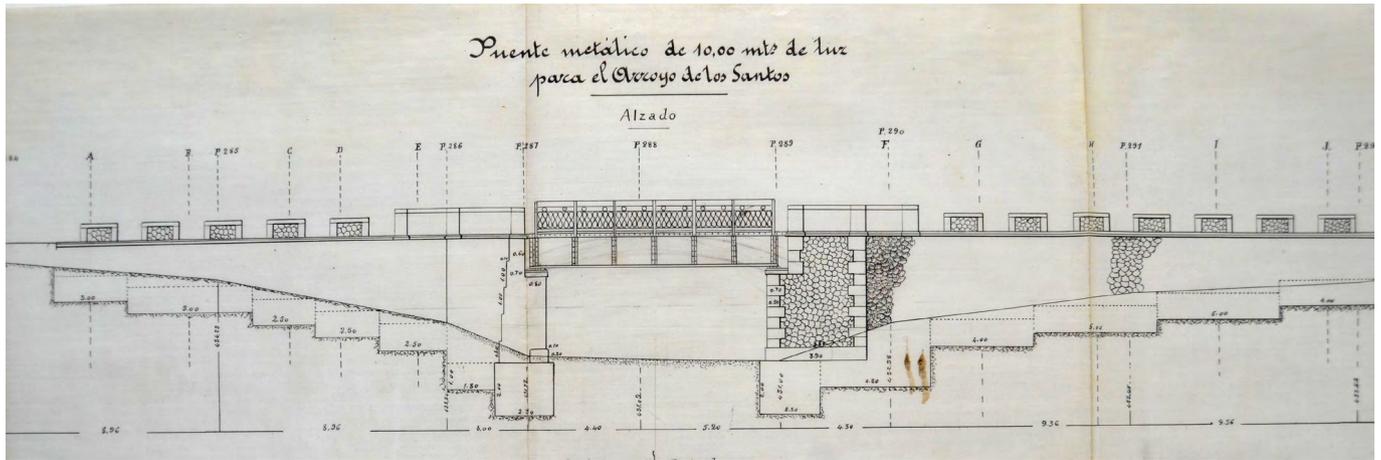


Figura 6. Puente metálico sobre el Arroyo de los Santos (Jaén). Proyecto de Francisco Aedo. 1909. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31313.

laminado. Su materialización supondría necesariamente un extraordinario esfuerzo económico para la Administración.

Con todo, el proyecto sería aprobado por la Dirección General de Obras Públicas. Pero esta, recelando de su considerable coste, incluyó la recomendación de estudiar la posibilidad de utilizar acero en lugar de hierro laminado [11]. Sus elementos serían así más livianos y la economía de material redundaría en un precio menor para la Administración.

La solución definitiva para el puente quedó en suspenso y mientras tanto se dio orden de comenzar los trabajos de construcción de la carretera. Su última sección se terminó en 1913, eso sí, con la tremenda solución de continuidad del río Guadalquivir. Como remedio temporal para franquearlo se habilitó una barca [12].

### 3. DISEÑO DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

#### 3.1. Una innovadora superestructura

Finalmente, en 1916 la Administración decidió resolver de una vez por todas la construcción del gran puente. Por entonces, la situación respecto a su coste había empeorado. En plena Gran Guerra, el hierro había incrementado enormemente su precio, tanto que la opción de un puente metálico era ya claramente inabordable. Por las características de la obra, la única alternativa posible era la construcción de una obra de hormigón armado.

Se encargó de diseñarla Francisco Navarro Navarro, un joven ingeniero de caminos que con ella llevaría a cabo la realización más significativa de su trayectoria profesional. Nacido en 1888, se incorporó en 1911 como ayudante a la Jefatura de Obras Públicas de la provincia de Badajoz. De allí pasó, ya como ingeniero, a la provincia de Jaén, donde estuvo destinado hasta 1922. Falleció prematuramente en 1932 [13].

Su proyecto, presentado en 1917, tomaba prestados los argumentos principales del diseño previo de Aedo: la misma configuración general de vigas rectas en tramos isostáticos

(para garantizar la sección de desagüe) y la subordinación de las luces al aprovechamiento de las pilas romanas [14].

Su principal aportación fue la utilización de vigas de hormigón armado, inequívocamente inspiradas en los diseños de Juan Manuel de Zafra para los puentes de los Ferrocarriles Suburbanos de Málaga [15].

Navarro emuló a Zafra asumiendo el peculiar esquema de funcionamiento estructural ideado por este último. Así, el fundamento del trabajo del puente era la interacción entre una losa de hormigón armado que formaba el tablero y los dos cuchillos, constituidos por vigas Pratt mixtas de dos metros de canto (figura 7).

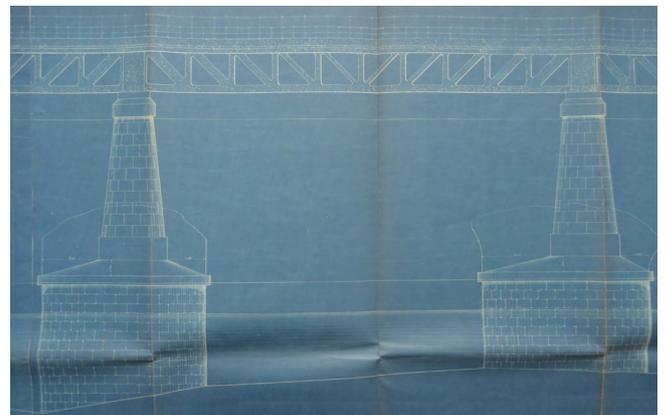


Figura 7. Puente sobre el Guadalquivir. Proyecto de Francisco Navarro. 1917. Detalle de uno de los tramos apoyado en las pilas levantadas sobre los primitivos cimientos romanos. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31316.

Y como en las vigas de Zafra, sus elementos fueron dimensionados conforme a la forma de trabajo de una viga articulada. El cordón superior quedaba subsumido en el tablero. En el inferior, sometido teóricamente a tracción, la resistencia se confiaba a unas pletinas de chapa convenientemente dispuestas (mayor concentración en el centro del vano). Los montantes, comprimidos, estaban reforzados con perfiles metálicos. Y en las diagonales, unas horquillas unidas con pasadores a las pletinas del cordón inferior servían para resistir los esfuerzos de tracción. Tanto

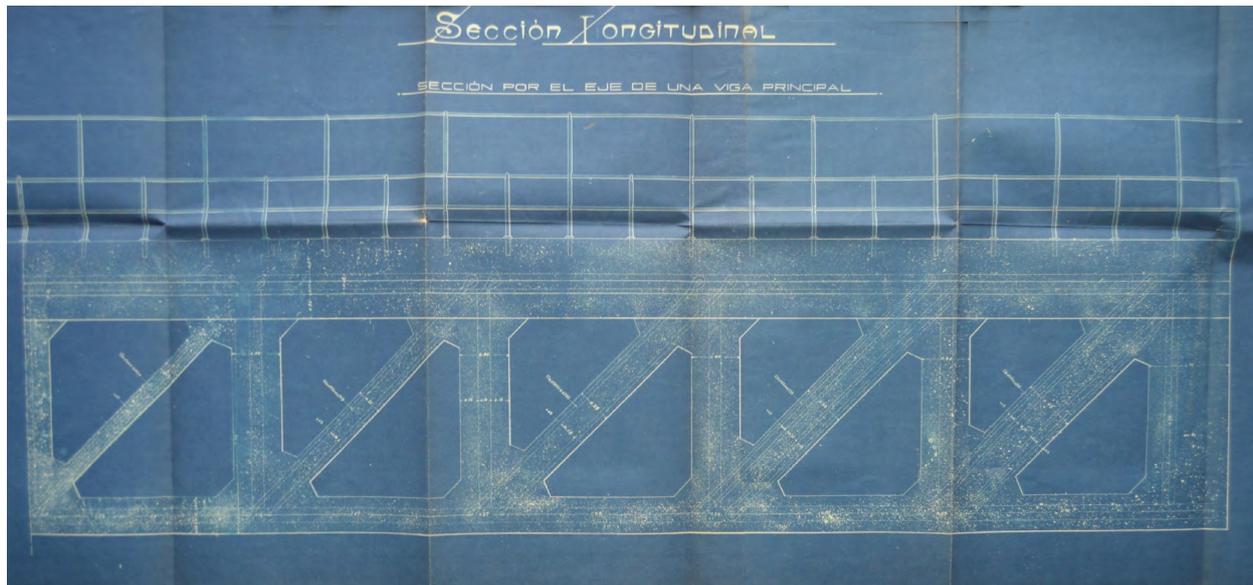


Figura 8. Puente sobre el Guadalquivir. Disposición original de armaduras en los tramos de 20 m, según el proyecto de Francisco Navarro de 1917. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31316.

pletinas como horquillas eran envueltas en hormigón, haciendo que toda la estructura trabajase monolíticamente. Como se explicará más adelante, las dimensiones de estas armaduras y pletinas tendrían que ser revisadas más adelante en un proyecto reformado (figura 8).

El cordón inferior tenía una sección transversal con un ancho de 40 cm y un canto de 30 cm. Estaba armado con pletinas de acero de 10 mm de espesor y 120 mm de altura, que se disponían respondiendo a la ley de momentos flectores. En toda la longitud del cordón se disponían 10 pletinas, aumentando paulatinamente su número desde los apoyos, hasta sumar 16 en el centro del vano. Según indicaba el proyectista, se contemplaban «16 pletinas de 120 mm de anchura y 10 mm de espesor en las dos mallas centrales de la celosía, agrupadas en dos mazos de 8 cada uno, para su fácil manipulación y servicio; a medida que se avanza hacia los apoyos se quita una pletina de cada mazo y en las mallas extremas se ha reducido a 5 el número de pletinas por mazo» [14].

En cuando al cordón superior, siguiendo los criterios de diseño de Zafrá para los puentes de Málaga, Navarro confiaba en la sección de hormigón para resistir los esfuerzos

de compresión a que estaría sometido, según el sistema de trabajo asumido. No obstante, para facilitar el amarre de las horquillas de las diagonales, se embebían en su seno otras tres pletinas como las utilizadas para el cordón inferior.

Los montantes tenían todos la misma sección transversal cuadrada de 40 x 40 cm formaban con un perfil metálico de sección transversal en doble T (de 100 mm de canto). En cambio, las diagonales eran de sección variable (de 44 x 40 cm en los apoyos hasta 14 x 40 cm en el centro del vano) y se armaban con cuatro barras de sección transversal cuadrada de 24.30 mm de lado, en forma de horquillas y que se anclaban a unas pletinas dispuestas al efecto en el cordón superior. El tablero era una losa de 20 cm de canto armado con una malla inferior de barras de 12 mm de diámetro colocadas con una separación de 10 cm.

Para el puente sobre el arroyo de los Santos, dada su menor entidad, se recurrió a la configuración básica puesta a punto también por Zafrá unos años antes en los puentes de los ferrocarriles de vía estrecha malagueños. Fue la típica sección transversal  $\pi$ , fórmula que después sería institucionalizada en la colección de modelos oficiales (figura 9).

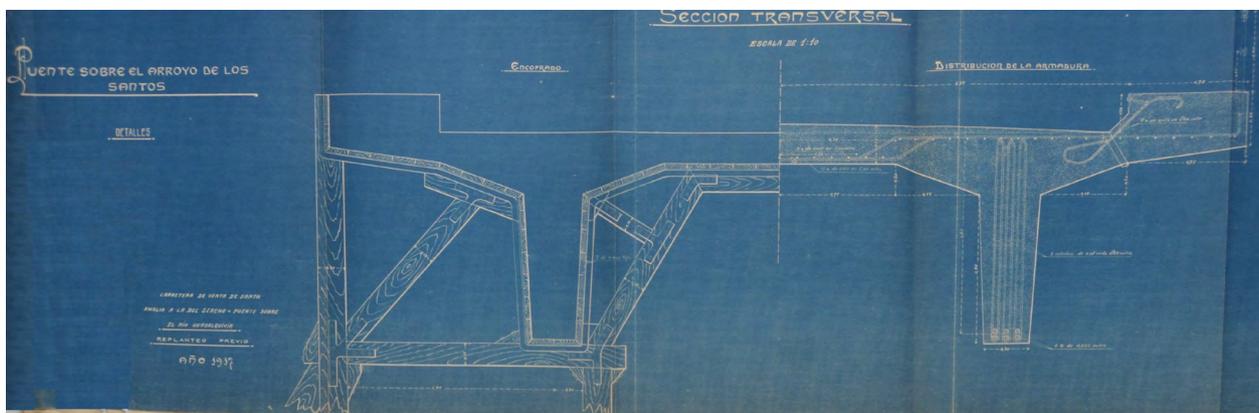


Figura 9. Esquema constructivo y de armado del puente sobre el arroyo de los Santos. Sección transversal incluida en el proyecto de Fco. Navarro de 1917. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31316.

Las armaduras de ambos puentes se determinaron racionalmente partiendo de planteamientos básicos ya cercanos a las hipótesis actuales de diseño de elementos de hormigón armado. En efecto, para el cálculo de las vigas del puente principal fueron consideradas la conservación de secciones planas, la fisuración de la parte traccionada del hormigón, el equilibrio interno entre las tracciones de la armadura y las compresiones de la cabeza de hormigón y el momento actuante. Se utilizaron las ecuaciones generales prescritas en el manual de Zafra para una pieza rectangular con armaduras disimétricas [16], cuyos diagramas se reprodujeron en el proyecto (figura 10).

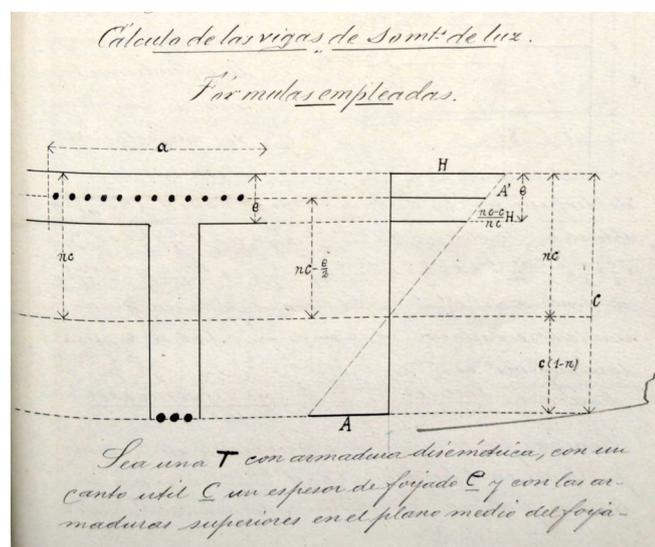


Figura 10. Esquema de trabajo del hormigón armado adoptado por el ingeniero Francisco Navarro en los cálculos. Proyecto de 1917. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31316.

En los cálculos de dimensionamiento se mantuvieron las acciones consideradas en el puente metálico. La referencia continuó siendo la Instrucción de puentes metálicos de 1902.

Estando el hormigón armado en una etapa incipiente, no se consignaron con precisión las características de sus materiales constituyentes. En el proyecto sólo se contempla el uso de cemento artificial de fraguado lento (debía ser obligatoriamente de un fabricante acreditado). Con relación a los áridos, se indicó la utilización de arena limpia y redondeada, de dos a tres milímetros de diámetro y de naturaleza granítica, que se podía extraer de un arroyo cercano (Arroyo Escobar). No se recogieron prescripciones especiales respecto a la grava en el proyecto. De forma general, el proyectista asumió los planteamientos expresados por Juan Manuel de Zafra en su ya por entonces ampliamente difundido manual. En la misma línea se adoptaron los valores para las tensiones de trabajo: 120 N/mm<sup>2</sup> para el límite elástico del acero y del orden de 5 N/mm<sup>2</sup> para el hormigón a compresión.

Ambas configuraciones (puente grande y puente menor) pecaban de numerosas imperfecciones que los avances en la práctica constructiva no tardarían en poner de manifiesto. No obstante, no por ello se debe dejar de reconocer el sincero esfuerzo realizado por el ingeniero Navarro para aplicar racionalmente un sistema constructivo que todavía no estaba suficientemente contrastado.

### 3.2. Cambios en las pilas y en la cimentación

Respecto al proyecto primitivo del puente metálico de 1907 se incorporaba otro cambio trascendente. En dicho documento se planteaba que, además de las pilas levantadas sobre los cimientos romanos, se construyeran unas nuevas pilas de fábrica convencionales (macizas y de sección prismática) para los tramos de la margen izquierda, desplegados en la zona de avenidas. La cimentación de estas nuevas pilas se situaba en el nivel competente de margas arcillosas, por encima del cual había una capa de materiales de acarreo de bastante potencia. Por su propia experiencia en obras cercanas, Navarro era consciente de que para alcanzar el firme serían necesarios procedimientos de ejecución complicados, que incluían costosos agotamientos. Por eso, en su nuevo proyecto decidió adoptar otro modelo para estas pilas nuevas.

En primer lugar, cambió las pilas macizas por palizadas de entramado de hormigón armado infinitamente más livianas. Las cuales, además, tenían la ventaja añadida de mejorar la sección de desagüe (figura 11).



Figura 11. Palizadas de entramado de hormigón armado en el puente de Villanueva de la Reina sobre el Guadalquivir, construidas conforme al proyecto de 1917. Foto del autor.

Por otra parte, para no tener que profundizar en la capa de acarreos, estos entramados transmitirían directamente las cargas al estrato competente de margas mediante una cimentación profunda con pilotes. También serían estos elementos de hormigón armado, presentando sección transversal cuadrada y cuatro perfiles metálicos en doble T como armaduras (figura 12). Fabricados a pie de obra, se introducirían después en el terreno mediante hinca con martinete.

En cuanto a las pilas levantadas sobre los cimientos romanos, el proyecto contemplaba también algunas actuaciones. Con el paso del tiempo se habían producido en ellos soca-

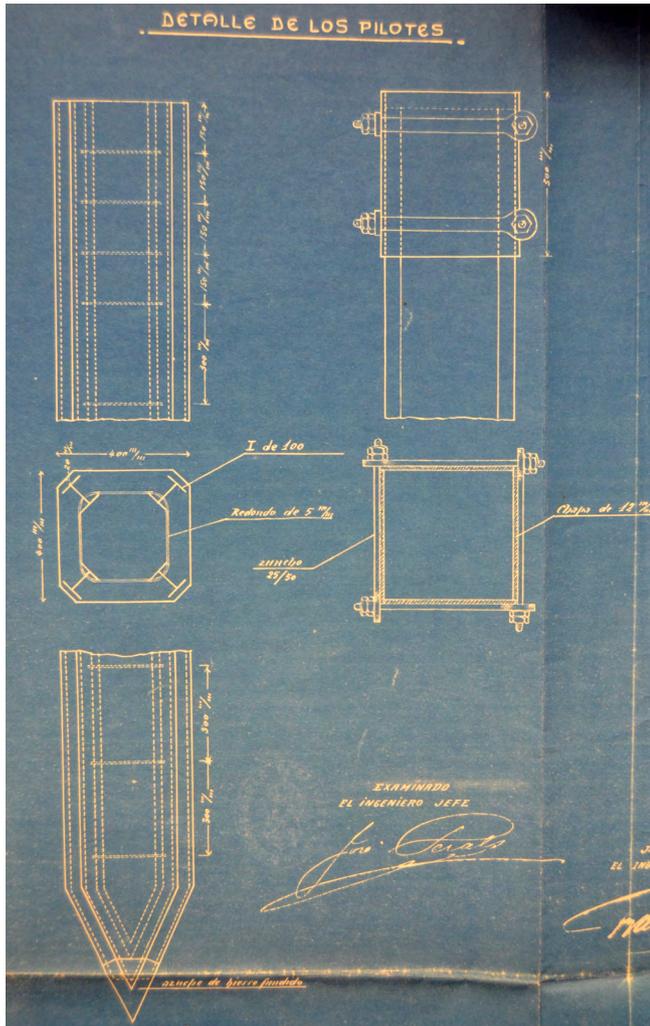


Figura 12. Pilotes hincados de hormigón armado para las palizadas del puente. Derecha, diseño inicial, según el proyecto de 1917. Francisco Navarro, ingeniero. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31316.

vaciones que era preciso taponar. A tal efecto, se deberían rodear con un recinto de tablestacas para dejarlos en seco y rellenar todo con hormigón hidráulico (ejerciendo las tablestacas de encofrado). Confiaba el ingeniero autor del proyecto que con estas medidas se lograría una notable economía, al limitar los agotamientos a las pilas que debían construirse sobre los cimientos romanos.

Se remataba así el renovado diseño de ambos puentes, cuya construcción no debía tardar en emprenderse. En 1919 el proyecto pasó la revisión del Consejo de Obras Públicas, que introdujo algunas medidas conducentes a mejorar la ejecución de las vigas y la durabilidad de los pilotes [17].

#### 4. EL PROCESO CONSTRUCTIVO Y LA OBTENCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEFINITIVA

La subasta del puente se verificó el 29 de noviembre de 1919, resultando adjudicataria la Sociedad General de Construcciones Lizundia. Era esta una compañía creada por el ingeniero Victoriano Lizundia, técnico que había acumulado una amplia experiencia en construcciones con hormigón armado en las primeras décadas del siglo.

Desde 1904 hasta 1917 Lizundia había formado parte del plantel de ingenieros de la *Société des Ciments Portland de Sestao*. Era esta una de las más importantes y activas empresas constructoras de los comienzos del hormigón armado en España, cuyas realizaciones comprendían tanto Obra Civil como Edificación. Consta expresamente que Lizundia participó en la construcción del monumental puente de San Adrián sobre el Ebro en Azagra (Navarra). Mantuvo esta línea con su propia compañía, encargándose, además del puente de Villanueva de la Reina, de otras importantes obras como el acondicionamiento de la Playa de San Diego en La Coruña y sobre todo de la estructura del Hotel Real en Santander [18].

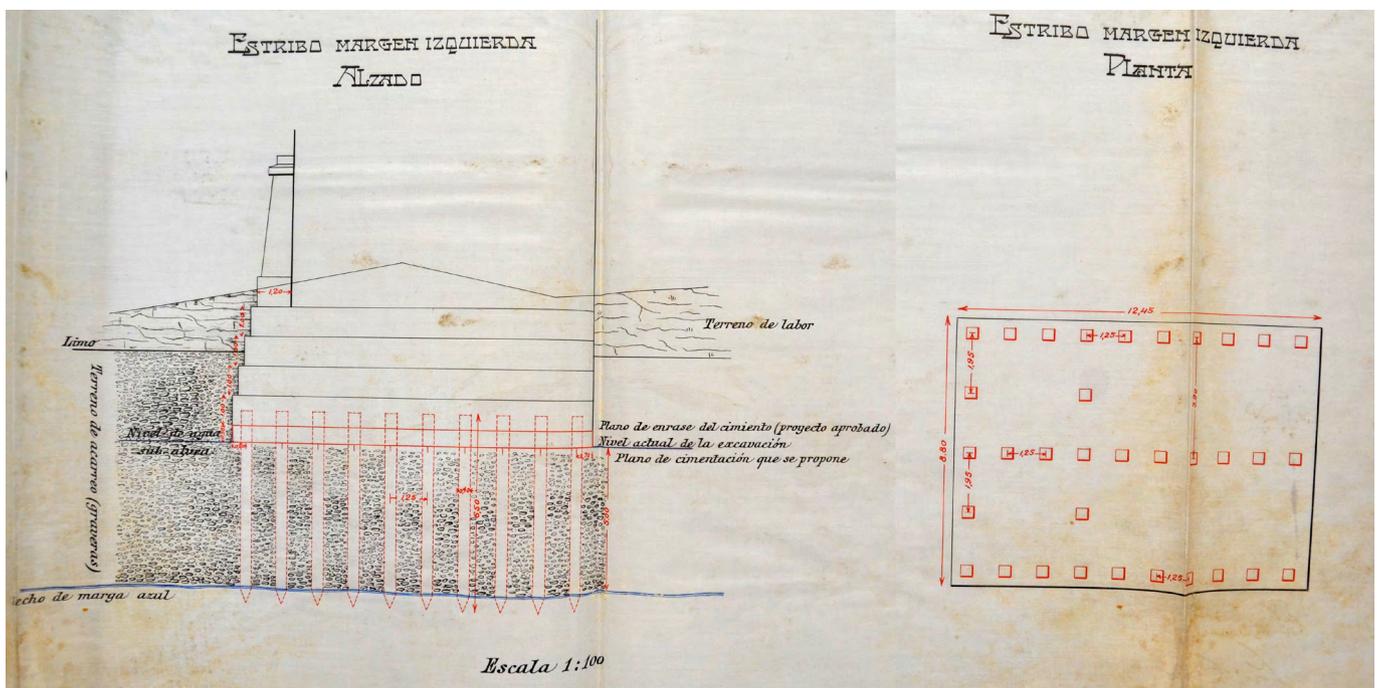


Figura 13. Cimentación profunda mediante pilotes para el estribo de la margen izquierda. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31317.

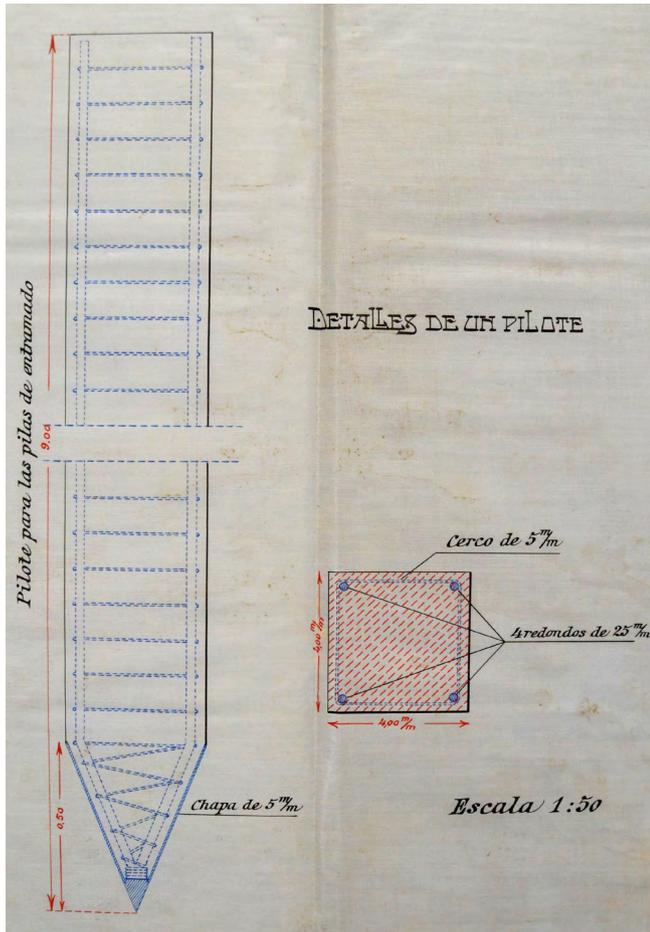


Figura 14. Configuración definitiva de los pilotes incluida por Fco. Navarro en un proyecto reformado de 1922. Archivo Histórico provincial Jaén, signatura 31317.

El acta de replanteo se levantó en julio de 1920, dando comienzo con ella oficialmente unas obras problemáticas que iban a dilatarse durante una década.

Nada más principiar la ejecución de la cimentación se hizo patente la necesidad de realizar agotamientos importantes. Correspondía a la Administración la realización de estos trabajos, que incluían la construcción de ataguías y el recalce mediante pilotes del estribo de la margen izquierda (figura 13). Fueron realizados conforme a un proyecto redactado por el ingeniero Navarro, en el cual se modificaba el diseño inicial de los pilotes, cambiando el armado con perfiles por redondos de 16 mm de diámetro [19].

Mientras se llevaban a cabo los arduos trabajos de consolidación de las pilas, la contrata revisó a conciencia la constitución de los elementos de hormigón armado. Su contrastada experiencia le capacitaba para detectar deficiencias y proponer mejoras significativas, lo que le llevó en más de una ocasión a enfrentarse con el ingeniero Navarro, proyectista y responsable facultativo de la construcción del puente por parte de la Administración.

Las discrepancias comenzaron con el diseño de los pilotes. El consejo de Obras Públicas había solicitado la sustitución de los perfiles en doble T previstos por Navarro. En respuesta, este presentó un nuevo modelo, con cuatro redondos de 16 mm de diámetro como armado. Ante esto, la contrata Lizundia observó que estas barras no ofrecían suficiente resistencia para la manipulación del pilote una vez fabricado y que para poder ser levantados por la grúa sin daño deberían llevar al menos 4 barras de 25 mm de diámetro [20] (figura 14).

Si bien esta sugerencia fue admitida, no ocurriría lo mismo con la de sustituir las pletinas de armado de los cordones inferiores de las vigas principales por barras. Razonaba el contratista que «la fabricación de esas pletinas en largos de veinte metros, que son necesarios para el puente, ofrecen dificultades, así como su transporte y manipulación», por ser susceptible de doblarse por ser láminas delgadas». Además, sostenía que podían quedar debilitadas por los taladros que había que practicarles para enlazar las barras de los montantes y diagonales [21].

En su lugar, proponía la utilización de redondos para obtener un armado más racional, pues estos eran más fáciles de manipular, proporcionaban mayor adherencia y con ellas se podía prescindir de los pasadores de conexión con las armaduras de las diagonales (figura 15).

Pero el ingeniero Navarro se negó en redondo a admitir este cambio, argumentando que no estaba justificado técnicamente y que su implementación beneficiaba únicamente a la contrata [22].

En efecto, aunque debido a la peculiar concepción estructural de este elemento, es complicado establecer comparaciones entre ambas soluciones, una evaluación elemental de capacidades mecánicas viene a apoyar las tesis del ingeniero Navarro. Según la idea del creador del modelo, J.M. de Zafra, la viga de metal hormigonado debía asimilarse a una estructura articulada, en la que el cordón inferior debía diseñarse para trabajar genéricamente a tracción [23]. Si se considera la capacidad mecánica del acero a tracción, en el caso de las pletinas (2 mazos de 8 pletinas de 120x10 mm en el centro

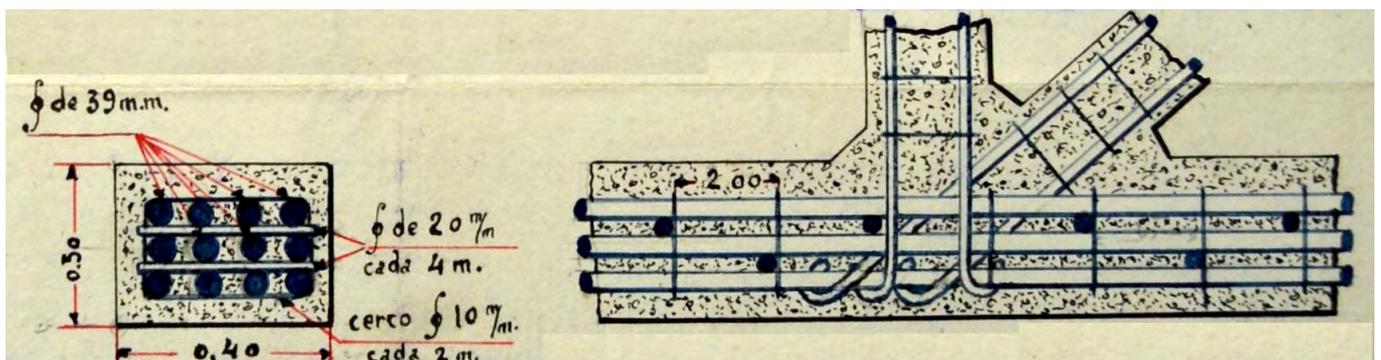


Figura 15. Sustitución de pletinas por barras en los cordones inferiores de las vigas del puente de Villanueva. Modificación propuesta por Victoriano Lizundia en 1922. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31315.

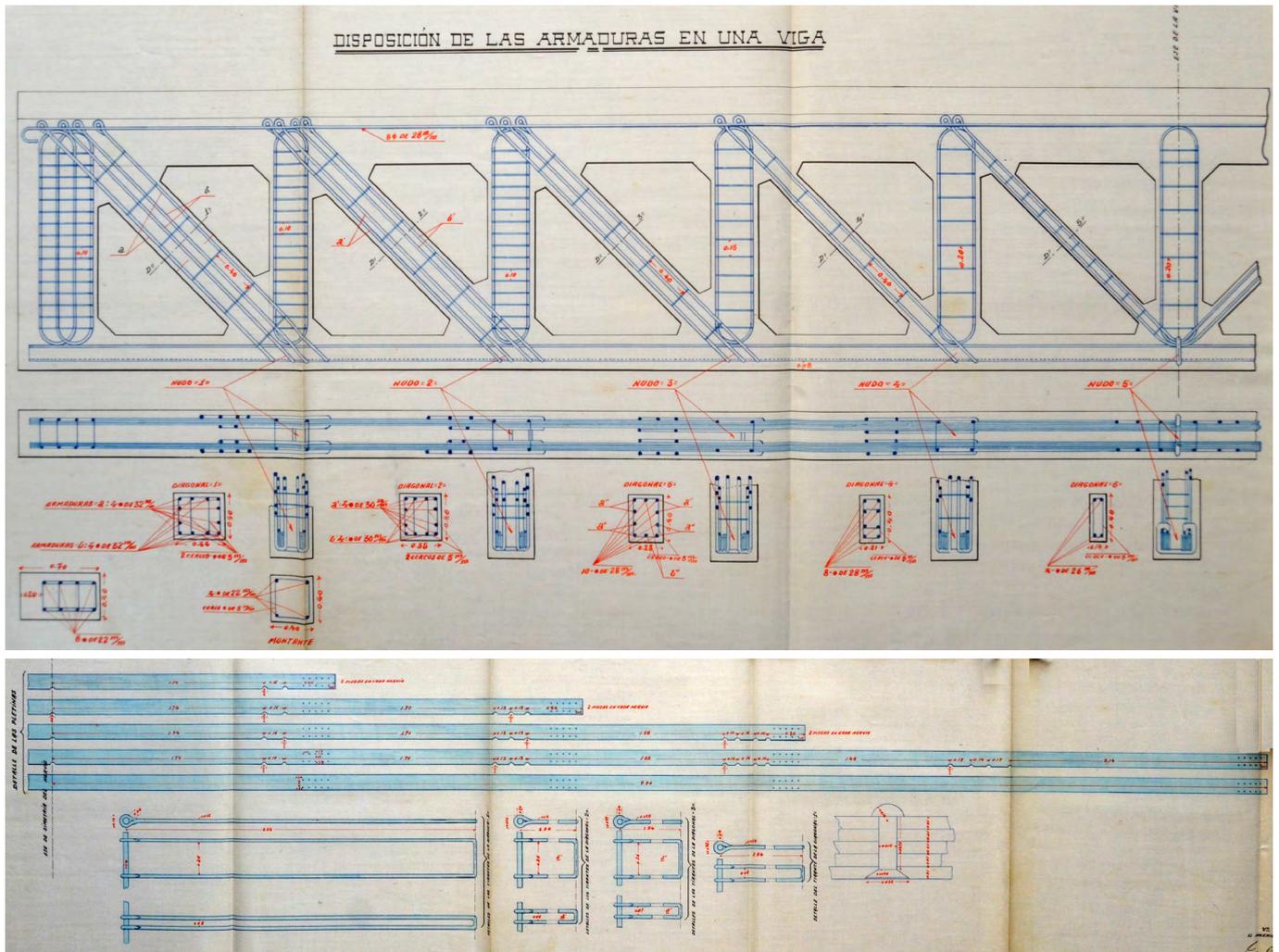


Figura 16. Puente sobre el Guadalquivir. Proyecto reformado de Francisco Navarro. 1923. Disposición definitiva de armaduras en las vigas principales. Archivo Histórico Provincial de Jaén, signatura 31317.

del vano) se tendría una capacidad de  $16 \times 120 \times 10 \times 120 = 2300 \text{ kN}$ , mientras que, en la propuesta de Lizundia, el valor obtenido sería  $12 \times \pi \times 39^2 / 4 \times 120 = 1720 \text{ kN}$ .

En apoyo de esta decisión del ingeniero Navarro y su fórmula de las pletinas cabe reseñar que el propio Zafra la mantuvo para su diseño de los patrones de la Colección Oficial de puentes de hormigón armado, publicada en 1921, con la que en lo sucesivo se levantaron todos los puentes españoles de este tipo [24].

La situación se complicaría aún más inmediatamente después, cuando Lizundia revisó la configuración de las vigas principales y detectó deficiencias significativas, las cuales no dudó en poner de manifiesto con toda crudeza en un oficio remitido a la Dirección Facultativa, donde entre otras cosas se manifestaba que «al proceder a redactar la obra de los hierros que constituyen la parte metálica del tablero del puente sobre el río Guadalquivir que estamos construyendo en Villanueva de la Reina, observamos que no coinciden los diferentes documentos que forman el Proyecto; notando, que hay elementos de obra, como las cabezas superiores de las vigas que tienen exceso de hierro, para los esfuerzos a que han de estar sometidas, y en cambio, en las diagonales no se ha previsto suficiente hierro, no siendo posible obtener la esta-

bilidad necesaria, si sólo se disponen en ellos, el escaso hierro que aparece en el proyecto» [25].

Navarro se vio obligado a revisar la configuración de las vigas para los tramos de 20 metros. En 1923 presentó un proyecto reformado, en el cual, pese a reafirmarse en la bondad de sus cálculos, reconocía haber seguido una hipótesis de comportamiento imperfecta. Manifestaba, además, que al dibujar los planos se habían cometido errores, reflejándose en ellos una armadura inferior a la calculada. Visto lo cual, se presentaba una nueva configuración de armaduras, asumiendo buena parte de las propuestas de la contrata [26]. Se mantenía invariable, como ya se ha explicado, la armadura de pletinas inicialmente concebida para el cordón inferior. En cambio, se rectificaron los armados de montantes y diagonales, adoptando los propuestos por el contratista Lizundia. Así, para los primeros se dispusieron 4 redondos de diámetro 22 mm en las esquinas y cercos de 5 mm con una separación de 10 cm. En las diagonales se colocaron armados variables, ya con barras redondas de 32, 30, 28 y 26 mm repartidas perimetralmente en número decreciente desde los apoyos al centro del vano (figura 16).

También se hicieron modificaciones en el cordón superior, que siguió no obstante dimensionado para resistir compresiones contando con la capacidad del hormigón. Sin embargo, para el





Figura 20. Tramos de la margen derecha, con las pilas levantadas sobre los cimientos romanos. Foto del autor.

la transferencia de esfuerzos entre la estructura antigua y los refuerzos), no cabe duda de que esta actuación ha permitido que el puente haya podido mantenerse en servicio hasta nuestros días.

En cualquier caso, desde el punto de vista patrimonial merece alta consideración, ya que, frente a la práctica habitual (en la reparación de los puentes de tramos rectos de hormigón armado) de introducir una nueva estructura formada por vigas prefabricadas, aquí prevaleció la conservación de la forma original de una obra de gran singularidad. Además, se llevó a cabo respetando principios como la preservación de los elementos originales accesorios (la elegante barandilla primitiva) y se distingue con claridad la obra antigua de los elementos incorporados en la nueva intervención. Por ello, con toda propiedad puede considerarse una restauración (figura 20).

Así continua el puente en la actualidad favorecido por el carácter secundario de la infraestructura de la que forma parte. La circulación que soporta es escasa, por lo que las acciones sobre él están en consecuencia reducidas. De forma que cumple con solvencia su función y de momento parece que su sustitución (que sería obra de enorme envergadura) no está planteada. No obstante, el tráfico sobre él no está limitado, lo cual entraña un riesgo importante, que debía ser objeto de estudio técnico. En otro orden de cosas, dada su singularidad histórica (figura 16), sería importante para su preservación su inclusión en el catálogo general del Patrimonio Histórico Andaluz.

## 6. CONCLUSIONES

Tanto por sus dimensiones como por la originalidad de su diseño, el puente de Villanueva de la Reina sobre el río Guadalquivir es una obra de Ingeniería de gran singularidad.

Con la investigación que se presenta se ha contextualizado con exactitud esta obra en su marco histórico y se ha identificado a sus creadores.

Se ha contrastado el planteamiento general adoptado para su configuración, el cual respondía a un esquema de puente metálico que aprovechaba la cimentación de una antigua obra histórica, cuya existencia se ha confirmado documentalmente.

Se ha puesto de manifiesto la originalidad de su diseño estructural de hormigón armado, propio de una etapa de experimentación en la que esta técnica constructiva no estaba normalizada.

En el artículo se ha explicado cómo la configuración de la estructura principal del puente es el resultado en primer lugar del planteamiento realizado por el proyectista principal, que luego fue modificado para introducir propuestas atinadas por parte de los técnicos de la dirección facultativa y de los de la empresa contratista que llevaron a cabo su ejecución material.

Se han revelado las peculiaridades de la cimentación, en la que se utilizaron de forma pionera pilotes hincados de hormigón armado.

Con la investigación se aportan argumentos relevantes para defender su conservación como parte del Patrimonio Histórico de Andalucía.

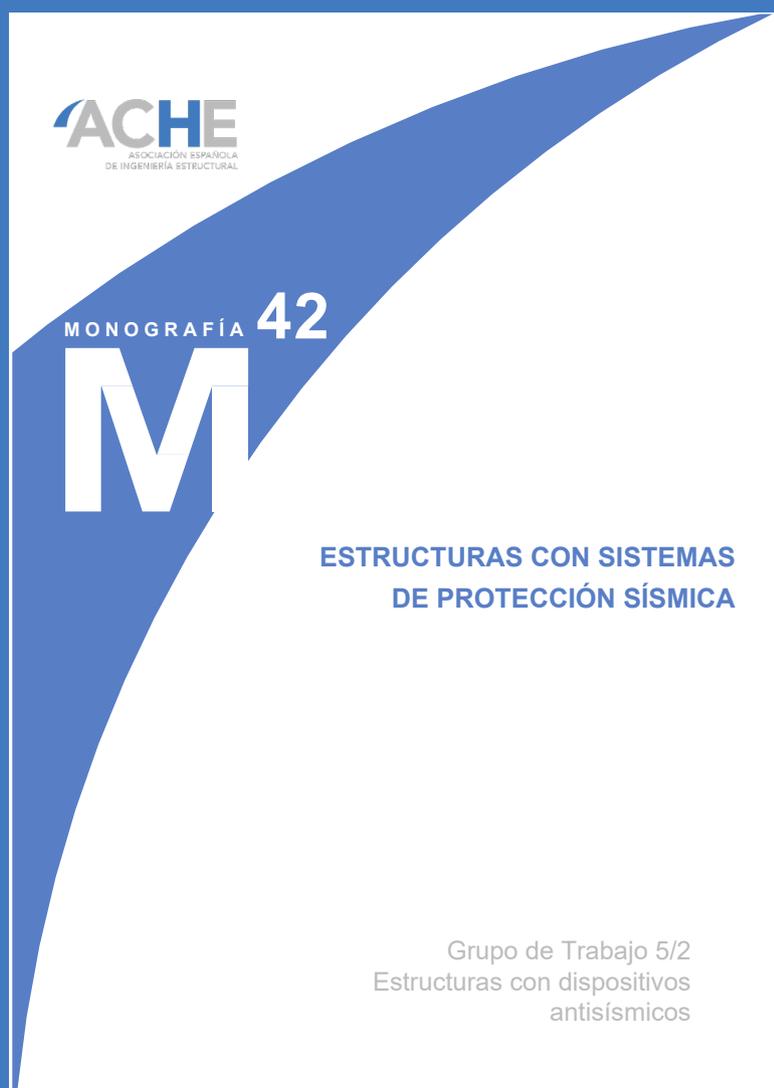
## Referencias

- [1] Simonnet, C. (2005) *Le Béton, histoire d'un matériau. Économie, technique, architecture*, Parenthèses, Paris. pp.137-149.
- [2] Kersten, C. (1909) *Puentes de hormigón armado*. Guía teórica y práctica. P. Orrier Editor. Madrid. pp. 223-237.
- [3] Magny, A.V. (1932) *La construction en béton armé, théorie et pratique*, Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Paris et Liège. pp. 509-516.
- [4] Ribera, J.E. (1932) *Puentes de fábrica y de hormigón armado*, Vol. 4, Sucesores de Rivadeneyra, Madrid. pp. 38-51.
- [5] del Cuvillo, R. (2007) *Colecciones oficiales de obras de paso de carreteras: siglos XIX y XX*, Colegio Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. pp. 31-40.
- [6] Sáinz, L. (1898) Carreteras, *Revista de Obras Públicas*, 1180, 291-296.
- [7] Aedo, F. (1907) *Proyecto de carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia en la de Madrid a Cádiz a la del Sereno en la de Bailén a Málaga. Sección primera, entre Espeluy y la Venta de Santa Amalia*, Archivo Histórico Provincial de Jaén. p.2.
- [8] Aedo, F. (1909) *Proyecto de puente metálico sobre el río Guadalquivir, carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia en la de Madrid a Cádiz a la del Sereno en la de Bailén a Málaga*, Archivo Histórico Provincial de Jaén, p. 3.
- [9] Aedo, F. (1909) *Proyecto de puente metálico sobre el río Guadalquivir, carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia en la de Madrid a Cádiz a la del Sereno en la de Bailén a Málaga*, Archivo Histórico Provincial de Jaén. pp. 20-22.
- [10] Aedo, F. (1909) *Proyecto de puente metálico sobre el río Guadalquivir, carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia en la de Madrid a Cádiz a la del Sereno en la de Bailén a Málaga*, Archivo Histórico Provincial de Jaén. pp. 6-8.
- [11] Navarro, F. (1917) *Proyecto de puente sobre el río Guadalquivir. Carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia a la del Sereno*, Archivo Histórico Provincial de Jaén. p. 4.
- [12] Lanzas, D. (1913) *Proyecto de una barca para el río Guadalquivir*, Archivo Histórico Provincial de Jaén. p. 1.
- [13] Expediente personal del ingeniero de Caminos Francisco Navarro y Navarro. Archivo General del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.
- [14] Navarro, F. (1917) *Proyecto de puente sobre el río Guadalquivir. Carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia a la del Sereno*, Archivo Histórico Provincial de Jaén. pp. 1-3.
- [15] de Zafra, J.M. (1910) Puentes de hormigón armado para ferrocarril, *Revista de Obras Públicas*, 1833, 533-538.
- [16] de Zafra, J.M. (1911) *Construcciones de hormigón armado*, V. Tordesillas, Madrid. pp. 533-538.
- [17] Dirección General de Obras Públicas (1919) *Dictamen relativo al proyecto del puente sobre el río Guadalquivir y del puente sobre el arroyo de los Santos, en la carretera de Venta de Santa Amalia a la del Sereno*. Archivo Histórico Provincial de Jaén. pp. 1-5.
- [18] Cobos, F. (1917) *Progresos de Santander*, La Ilustración Española y Americana, 30 (61), 15 de agosto de 1917, p.478.
- [19] Navarro, F. (1920) *Carretera de 3er orden de Venta de Santa Amalia a la del Sereno. Proyecto de ataguías y recalce de las pilas del puente del Guadalquivir*. Archivo Histórico Provincial de Jaén, pp. 2-3.
- [20] Lizundia, V. (1921) *Oficio dirigido al encargado de las obras de los puentes sobre el Guadalquivir y el Arroyo de los Santos, emitido en Bilbao el 28 de febrero de 1921*. Archivo Histórico Provincial de Jaén. p.1.
- [21] Lizundia, V. (1922) *Oficio dirigido al Director General de Obras Públicas, emitido en Bilbao el 6 de mayo de 1922*. Archivo Histórico Provincial de Jaén
- [22] Navarro, F. (1922) *Oficio dirigido por Francisco Navarro al ingeniero Jefe de Obras Públicas el 26 de septiembre de 1922*. Archivo Histórico Provincial de Jaén. p. 1.
- [23] de Zafra, J.M. (1907) *Compañía de los Ferrocarriles Suburbanos de Málaga. Proyecto de puente de hormigón armado sobre el río Vélez*. Archivo General de la Administración, p.2.
- [24] de Zafra, J.M. (1921) *Colección de modelos de puentes para carreteras*. Archivo General del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana
- [25] Lizundia, V. (1922) *Oficio dirigido al encargado de las obras de los puentes sobre el Guadalquivir y el Arroyo de los Santos, emitido en Bilbao el 14 de noviembre de 1922*. Archivo Histórico Provincial de Jaén. p.1.
- [26] Navarro, F. (1923) *Proyecto reformado de los tramos de 20 mts. para el puente sobre el río Guadalquivir, carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia a la del Sereno*. Archivo Histórico Provincial de Jaén. pp. 5-6.
- [27] López Molero, R. (1925) *Oficio del ingeniero López Molero al Director General de Obras Públicas, emitido en Jaén el 7 de noviembre de 1925*. Archivo Histórico Provincial de Jaén.
- [28] Acuña, J. (1928) *Puentes sobre el río Guadalquivir y sobre el arroyo de los Santos, carretera de 3er orden de la Venta de Santa Amalia a la del Sereno. Tercer presupuesto adicional al de agotamientos, aprobado para realizar las fundaciones y recalces de las pilas del puente*. Archivo Histórico Provincial de Jaén. p. 2.
- [29] Rubiato, F.J. (2005) *Los puentes del Guadalquivir*, Colegio de ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid. pp. 150-154.

# ACHE

## MONOGRAFÍAS

PRÓXIMAMENTE



SECRETARÍA DE ACE  
Tel.: 91 336 66 98  
[www.e-ache.com](http://www.e-ache.com)

# Influencia del refuerzo mediante tejidos de polímeros reforzados con fibras en el desempeño ante carga de sismo de una edificación de hormigón armado

## *Influence of the Reinforcement with Fibre-Reinforced Polymer Fabric on the Seismic Loading Behaviour of a Reinforced Concrete Building*

Omar Zamora Díaz-Comas<sup>\*,a</sup>

<sup>a</sup> Msc. Ing. Civil. Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría. (La Habana, Cuba)

Recibido el 19 de marzo de 2022; revisado el 12 de julio de 2022; aceptado el 12 de agosto de 2022

### RESUMEN

En el presente artículo se analiza la influencia del refuerzo mediante tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV) en el desempeño ante carga de sismo de una edificación de pórticos de hormigón armado, a partir de la implementación del método estático no lineal. Se emplea el programa computacional ETABS V18.1. Se analizan dos tipos de modelos de la edificación objeto de estudio: el modelo de la estructura sin ningún refuerzo y el modelo de la estructura reforzada mediante tejidos de PRFV. Se reportan y establecen diferencias, para los dos modelos realizados, de los valores de desplazamientos en el tope de la edificación, cortante basal, cortante y desplazamiento de fluencia, punto y nivel de desempeño y valores de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente a la formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y la aparición del primer elemento colapsado. Se concluye que el refuerzo mediante el empleo de tejidos de PRFV modifica de manera favorable el desempeño de la edificación, ya que se incrementa la capacidad ante carga de sismo, se retrasa la formación del mecanismo de colapso y se mejora el nivel de desempeño con relación a la estructura sin refuerzo.

PALABRAS CLAVE: Análisis sísmico, hormigón armado, nivel de desempeño, polímeros reforzados con fibras, rótulas plásticas.

©2023 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 current paper analyzes the influence of reinforcement by implementation of glass fiber reinforced polymers (GFRP) to evaluate the seismic load performance of a building with reinforced concrete frames using a non-linear static method. By use of the computational program ETABS V18.1, two types of building models are created and analyzed; one model without any reinforcement and the other reinforced with GFRP. Differences between the values of the displacement from the top of the building, basal shear and yield displacement, performance point and level as well as basal shear displacement values at the top corresponding to the formation of plastic hinges in beams, columns and the appearance of the first collapsed element are reported and established for both models. It is concluded that the reinforcement by the implementation of GFRP favorably modified the performance of the building, since the capacity to withstand earthquakes increased, the formation of the collapsed mechanism is delayed and the level of performance is improved in relation to the building model without reinforcement.

KEYWORDS: Seismic analysis, reinforced concrete, performance level, fibers reinforced polymers, plastic hinges.

©2023 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

## 1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico, tienen como objetivo lograr estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia que eviten fallas con pérdidas ma-

teriales y humanas durante un sismo de gran intensidad. Desafortunadamente, la imposibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado hace que aun cuando estas estruc-

\* Persona de contacto / Corresponding author:  
Correo-e / e-mail: [ozamoradcivil@gmail.com](mailto:ozamoradcivil@gmail.com) (Omar Zamora)

turas se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieran de algún nivel de rehabilitación [1]. Los nuevos procedimientos de diseño sísmico por desempeño en desarrollo de interés en el diseño de estructuras nuevas y en el refuerzo de edificaciones existentes, no sólo están encaminados a predecir de una manera más clara el comportamiento, sino también a controlarlo, ante las diferentes intensidades sísmicas según sean las necesidades de diseño.

El mal desempeño sísmico de estructuras sismorresistentes durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre edificaciones que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico [2]. Es así que, como parte de este replanteamiento, se ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual y de implementación basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismorresistentes [3]. La filosofía de diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las cada vez más complejas necesidades de las sociedades modernas.

Una gran ventaja del diseño por desempeño o la evaluación estructural basada en el desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación, es posible diseñar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada [4]. Utilizando las técnicas disponibles para evaluar el desempeño sísmico de una estructura existente, se puede determinar de una manera más confiable su vulnerabilidad frente a una determinada demanda sísmica. Adicionalmente, los costos asociados a la rehabilitación estructural pueden disminuirse apreciablemente frente a los requeridos a partir de la utilización de las metodologías aproximadas incluidas en los códigos de diseño [5].

En el caso de las edificaciones existentes, los métodos que tradicionalmente han prevalecido para reforzar elementos de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo han sido el recrido de secciones de hormigón armado y el adosado exterior de planchas metálicas [6, 7]. Estas técnicas, si bien en muchas ocasiones suelen ser efectivas, presentan algunos inconvenientes como la generación de mayor peso propio sobre las edificaciones, posibilidad latente de corrosión del acero de refuerzo y sobre todo una gran dificultad constructiva para lograr la requerida continuidad entre los elementos que conforman las uniones de la estructura. En consecuencia, se hace sumamente necesario estudiar nuevos materiales que permitan reforzar de manera efectiva estructuras de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo.

La aplicación de los materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (PRF) en forma de tejidos, dentro de las estrategias que brindan los métodos de rehabilitación sísmica para edificaciones de hormigón armado, han mostrado ser una alternativa a las técnicas tradicionales de refuerzo, ya que permiten mejorar el desempeño sísmico global de la estructura de una edificación [8]. Diferentes investigaciones [9-11] han evidenciado que el refuerzo con materiales de PRF ante

carga de sismo, puede ser usado para mitigar con eficiencia mecanismos de fallo frágil y para incrementar la capacidad de rotación inelástica de elementos estructurales, lo que conlleva a un aumento de la capacidad de disipación de energía de la estructura, todo ello, sin modificar prácticamente la rigidez y la masa de la edificación.

Dentro del territorio cubano, la región oriental es la zona del país más expuesta a la ocurrencia de terremotos, y en los últimos años se ha evidenciado un incremento de la actividad sísmológica, no solo en el oriente de Cuba, sino también en la región central y occidental. A lo anterior, hay que sumarle que la mayoría de las edificaciones existentes en el país son de hormigón armado y construidas antes de la entrada en vigencia de la actual norma cubana de diseño sismorresistente NC 46: 2017 [12], por lo que es muy probable que muchas de ellas carezcan de un adecuado detallado del acero de refuerzo en el diseño de sus elementos estructurales ante la presencia de carga de sismo. Ante este panorama, para poder llevar a dichas edificaciones a un nivel superior de desempeño, sería necesario emplear algún tipo de refuerzo que provoque en la estructura una disminución de la vulnerabilidad ante un evento sísmico.

El presente trabajo tiene como objetivo determinar la influencia del refuerzo mediante tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV) en el desempeño ante carga de sismo de una edificación de pórticos de hormigón armado, a partir de la obtención de las curvas de capacidad, del nivel de desempeño y de la formación y el comportamiento de las rótulas plásticas.

## 2. CONFINAMIENTO DEL HORMIGÓN MEDIANTE TEJIDOS DE PRF EN LA ZONA DE FORMACIÓN DE LA RÓTULA PLÁSTICA

Ante la presencia de carga de sismo, la envoltura completa mediante tejidos de PRF en los elementos estructurales de hormigón armado, provoca un confinamiento en el hormigón que permite alcanzar capacidades de rotación inelástica superiores a la alcanzada en la región de formación de las rótulas plásticas [13, 14].

La curvatura de diseño ( $\phi_D$ ) para secciones de hormigón armado confinadas con tejidos de PRF, en la región de formación de las rótulas plásticas, se determina empleando la ecuación 1.

$$\phi_D = \frac{\theta_p}{L_p} + \phi_{y,PRF} \leq \phi_{u,PRF} \quad (1)$$

En la ecuación anterior,  $\theta_p$  es la demanda de rotación plástica;  $\phi_{u,PRF}$  es la curvatura de capacidad última de la sección confinada con tejidos de PRF;  $L_p$  es la longitud de la rótula plástica y  $\phi_{y,PRF}$  es la curvatura de la sección confinada mediante tejidos de PRF con el acero de refuerzo trabajando a fluencia, la cual se determina mediante la ecuación 2.

$$\phi_{y,PRF} = \frac{\varepsilon_y}{d - c_{y,PRF}} \quad (2)$$

En la ecuación anterior,  $\varepsilon_y$  y  $c_{y,PRF}$  son la deformación de fluencia del acero de refuerzo y la profundidad de la línea neutra respecto a dicha deformación para el hormigón confinado con *PRF* respectivamente, y  $d$  es el canto útil de la sección transversal. La curvatura de capacidad última de la sección confinada con tejidos de *PRF* se calcula empleando la [ecuación 3](#).

$$\phi_{u,PRF} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{c_{u,PRF}} \quad (3)$$

En la ecuación anterior,  $\varepsilon_{ccu}$  y  $c_{u,PRF}$  son la máxima deformación en compresión y la profundidad de la línea neutra en la etapa de agotamiento de la sección, para el hormigón confinado con *PRF*.

Para determinar los parámetros que dependen del confinamiento del hormigón con tejidos de *PRF*, se empleó en esta investigación el modelo tensión-deformación del hormigón confinado con *PRF* propuesto por Lam y Teng [15]. En la [figura 1](#) se muestra la curva de comportamiento que describe el modelo tensión-deformación del hormigón confinado con *PRF* propuesto por Lam y Teng [15].

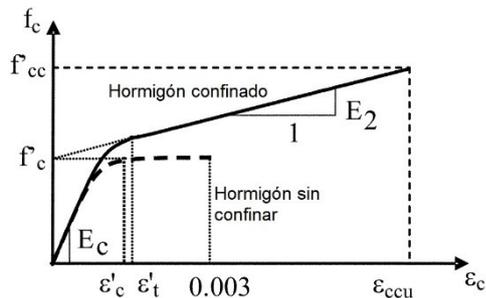


Figura 1. Modelo tensión-deformación del hormigón confinado con *PRF* [15].

Analíticamente, el modelo anterior [15] responde a las [ecuaciones 4, 5 y 6](#) respectivamente.

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (4)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon'_{ccu}} \quad (5)$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (6)$$

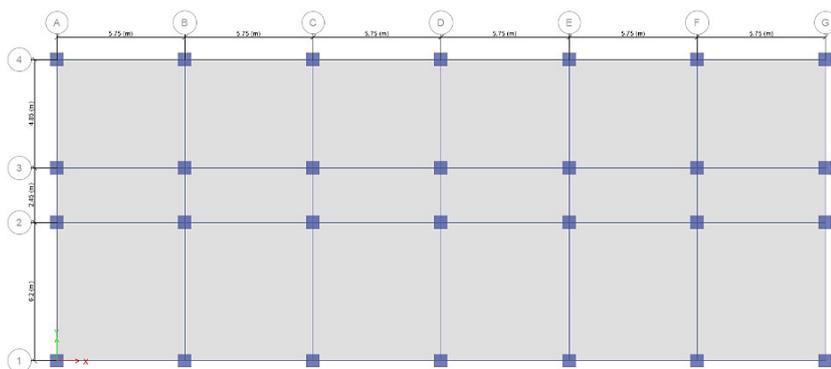


Figura 2. Planta y vista tridimensional del edificio.

### 3.

#### DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN OBJETO DE ESTUDIO

El edificio objeto de estudio, constituye un pabellón de urgencias de operaciones y cirugía, que pertenece a un centro hospitalario ubicado en el municipio de Santiago de Cuba, en la provincia que lleva el mismo nombre dentro de la región oriental de Cuba. El pabellón cuenta con cinco niveles de altura, de 3 m cada nivel, para un total de 15 m. Todas las plantas son típicas en cuanto a la distribución y dimensiones de los locales, a excepción de la cubierta. Su sistema estructural está conformado por pórticos de hormigón armado, compuestos por columnas de 60 x 60 cm y vigas de 40 x 60 cm. Los sistemas de entrepisos y la cubierta están compuestos por losas de hormigón armado de 15 cm de espesor. La edificación la conforman 18 módulos en cada planta, dispuestos de manera regular y distribuidos de la siguiente forma: 6 módulos de 5.75 m x 4.85 m, 6 módulos de 5.75 m x 2.45 m y 6 módulos de 5.75 m x 6.20 m respectivamente, lo que lo convierte en un edificio más largo que ancho, presentando una distancia total en el sentido longitudinal de 34.5 m, mientras que en el sentido transversal presenta una distancia total de 13.5 m. La estructura del edificio no presenta irregularidades ni en planta ni en elevación. En la [figura 2](#) se representa la planta típica y una vista tridimensional de la edificación objeto de estudio.

#### 3.1. Proceso de modelación del edificio

Para modelar la estructura de la edificación objeto de estudio, fue empleado el programa de modelación computacional ETABS (versión 18.1), que está basado en el método de elementos finitos. Mediante el empleo de este programa, se logró a través de una misma interface crear y modificar el modelo, ejecutar su análisis, lo que hizo posible arribar a los resultados de la estructura en general y de cada uno de sus componentes.

#### Geometría

Las losas de entrepiso y de cubierta son de 15 cm de espesor. Fueron modeladas como elementos tipo shell- thin y cubren paños de: 5.75 m x 4.85 m, 5.75 m x 2.45 m y 5.75 m x 6.20 m respectivamente. Tanto a las losas de entrepiso como a la de cubierta se les asignó la propiedad de diafragma rígido.

Las columnas son de sección transversal de 60 x 60 cm, cuentan con 3 m de altura y fueron modeladas como elementos tipo frame. Las mismas presentan un total de 16 barras

de 25 mm de diámetro distribuidas de manera uniforme alrededor de todo el perímetro de la sección y como acero de refuerzo transversal, presentan cercos de 13 mm de diámetro espaciados a 200 mm.

Las vigas son de sección transversal de 40 x 60 cm, fueron modeladas como elementos tipo frame y cubren luces de: 5.75 m, 4.85 m, 2.45 m y 6.20 m respectivamente. Las mismas presentan como acero de refuerzo superior 6 barras de 25 mm de diámetro y como acero de refuerzo inferior 5 barras de 25 mm de diámetro. El acero de refuerzo transversal de las vigas se compone de cercos de 13 mm de diámetro espaciados a 150 mm.

### Condiciones de borde

Las uniones columna-columna y viga-columna se consideran continuas en toda la extensión del edificio. Las bases de las columnas se consideraron empotradas a la cimentación y los paños de losas presentan continuidad en todos sus apoyos.

### Materiales

Todas las losas, vigas y columnas se definieron de hormigón armado hormigonado in situ con una resistencia característica a compresión de  $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$ , un peso específico de  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ , un módulo de deformación longitudinal  $E = 21538,11 \text{ MPa}$  y un coeficiente de Poisson  $\mu = 0.2$ .

Con respecto al acero de refuerzo empleado en forma de barras en los elementos de hormigón armado, el mismo presenta un valor de límite elástico  $f_y = 300 \text{ MPa}$ , un peso específico de  $\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$  y un módulo de elasticidad  $E = 200000 \text{ MPa}$ .

### Cargas

Para la asignación de las cargas permanentes se empleó la norma NC 283: 2003 [16]. Se consideró el peso propio de todos los elementos, así como los valores de sobrecargas permanentes mostradas en la tabla 1.

TABLA 1. Valores de sobrecargas permanentes asignadas en el modelo.

Elemento	Sobrecarga permanente (kN/m <sup>2</sup> )
Losa de entrepiso	4,45
Losa de cubierta	2,00

Para la asignación de las cargas de uso se empleó la norma NC 284: 2003 [17]. Se consideraron los valores de sobrecargas mostradas en la tabla 2, a excepción de la cubierta que se le asignó un valor de sobrecarga de uso de 2 kN/m<sup>2</sup>, ya que es una azotea de techo plano con desagüe por tragante no accesible al público.

TABLA 2. Valores de sobrecargas de uso asignadas en el modelo.

Denominación del local	Sobrecarga de uso (kN/m <sup>2</sup> )
Zonas de dormitorios	2,0
Salas de visita	3,0
Locales de consulta médica	1,5
Laboratorios	3,0
Vestibulos y pasillos	4,0

Para el cálculo de la carga sísmica se empleó la norma NC 46: 2017 [12]. El cálculo de dicha carga se realizó mediante el Método Estático Equivalente, ya que la norma [12] plantea que puede aplicarse en estructuras sin ninguna irregularidad en planta o elevación y que no excedan 50 m de altura sobre la base.

El edificio se encuentra ubicado en el municipio Santiago de Cuba, correspondiente con la zona sísmica 5 según la clasificación de la NC 46: 2017 [12] y se califica como una obra esencial con nivel de protección sísmica E. El tipo de sismo de diseño es severo, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años de vida útil, correspondiente a un periodo de retorno de 808 años. La clasificación del sitio constituye un suelo tipo C. La tabla 5 muestra los parámetros propios del sitio donde se encuentra ubicada la obra, fundamentales para la confección del espectro sísmico.

TABLA 3. Parámetros para la construcción del espectro de diseño sísmico.

Provincia	Municipio	$S_o(g)$	$S_s(g)$	$S_1(g)$	$T_L(s)$	Zona
Santiago de Cuba	Santiago de Cuba	0,513	1,035	0,428	6	5

Donde  $S_s$  es la ordenada espectral de periodo corto;  $S_1$  la ordenada espectral con periodo de 1s y

$T_L$ , el periodo de transición del periodo largo.

Para determinar el nivel de diseño se debe emplear un factor de escalado  $K_d$ , que en este caso resulta igual a 0,80.

Las ordenadas espectrales ( $S_a$ ) se determinarán según el valor del periodo de vibración de la estructura ( $T$ ) según las expresiones de la (7) a la (10) contenidas en la NC 46: 2017 [12].

$$S_a = S_{DS} (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}) \quad \text{para } T < T_0 \quad (7)$$

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para } T_0 < T < T_s \quad (8)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para } T_s < T < T_L \quad (9)$$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad \text{para } T > T_L \quad (10)$$

Siendo:

$S_{DS}$  la aceleración espectral de diseño para periodos cortos;  $S_{D1}$ , la aceleración espectral de diseño para periodos largos;  $T_0$  y  $T_s$ , los periodos de esquina del espectro junto con  $T_L$ .

En la figura 3 se muestra el espectro de diseño de aceleraciones horizontales y verticales para un suelo tipo C.

El periodo propio de la estructura ( $T$ ) se determinó mediante el programa ETABS (versión 18.1), considerando la totalidad de las cargas permanentes y el 25 % de las cargas de uso. Para el edificio analizado, el periodo en la dirección "x" fue de 0.564 s y en la dirección "y" de 0.552 s respectivamente.

### Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga que incluyen la carga de sismo y que aparecen en la norma NC 450: 2006 [18], se sustituyen por las combinaciones de carga que aparecen en la norma NC

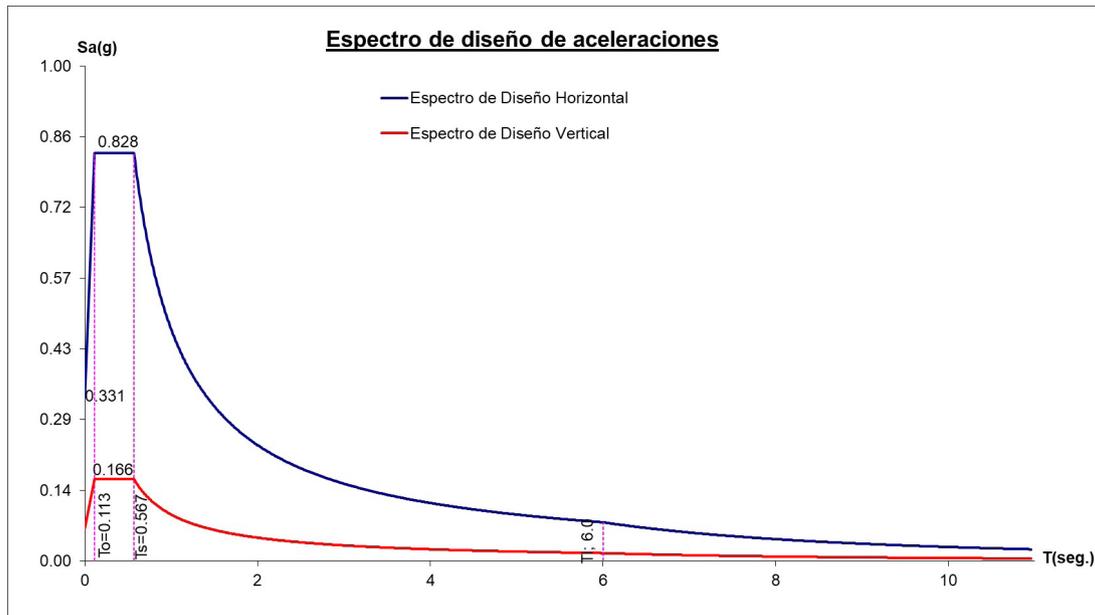


Figura 3. Espectro de diseño de aceleraciones horizontales y verticales.

46: 2017 [12]. En la tabla 4 se resumen las combinaciones de carga empleadas en la modelación del edificio objeto de estudio.

TABLA 4. Combinaciones de carga empleadas en la modelación.

Según la NC 450: 2006 [18]	Según la NC 46: 2017 [12]
1.4G	1.2G + Q <sub>t</sub> + S <sub>v</sub> ± S <sub>h</sub>
1.2G + 1.6Q + 0.5Q <sub>c</sub>	0.9G - S <sub>v</sub> ± S <sub>h</sub>
1.2G + 1.6Q <sub>c</sub> + 0.5Q	G + Q <sub>t</sub> - S <sub>v</sub> + S <sub>h</sub>
G + Q <sub>t</sub>	

Siendo:

- G: Cargas permanentes.
- S: Cargas Sísmicas (S<sub>v</sub>: Demanda sísmica vertical y S<sub>h</sub>: Demanda sísmica horizontal).
- Q: Cargas de uso de entresuelo.
- Q<sub>c</sub>: Carga de uso de cubierta.
- Q<sub>t</sub>: Carga de uso total.

#### 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se muestran los resultados referidos a las curvas de capacidad, el nivel de desempeño y el comportamiento y formación de las rótulas plásticas obtenidos a través de la realización de un análisis estático no lineal o análisis *pushover* a la edificación objeto de estudio en su estado original, y posteriormente se comparan dichos resultados con los obtenidos en la misma edificación cuando esta se encuentra reforzada mediante tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV).

#### 4.1. Análisis estático no lineal de la edificación en su estado original

##### Curvas de capacidad

El procedimiento a seguir para la implementación del análisis estático no lineal consiste en obtener la curva de capacidad de la estructura graficando los valores de cortante basal y de desplazamiento en el tope de la edificación. Inicialmente la estructura sin rótulas es expuesta a cargas laterales monotónicas, hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico. Las cargas se van incrementando y se aplican a la estructura modificada, que contempla la reducción de resistencia producida, hasta provocar el colapso de la misma. Cada valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente, definen un punto de la curva; por tanto, para conformar la curva se debe repetir este proceso en varias ocasiones. En la figura 4 se muestran las curvas de capacidad, para la edificación objeto de estudio, obtenidas en las dos direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo.

A partir de la obtención de las curvas de capacidad de la edificación, se tiene que, para la dirección de análisis "x", la estructura posee una capacidad de desplazamiento máximo en el tope de 237.78 mm asociado a un cortante basal de 17 511.29 kN; mientras que para la dirección de análisis "y", la estructura posee una capacidad de desplazamiento máximo en el tope de 210.66 mm asociado a un cortante basal de 15 218.35 kN. Estos valores describen un mejor comportamiento de la estructura en la dirección de análisis "x", en términos de capacidad de resistencia y de desplazamiento ante carga de sismo. Se puede observar también en ambas gráficas (figura 4), que de manera general no se evidencia un comportamiento plástico significativo de la edificación en ambas direcciones de análisis, debido a que no se muestra de manera clara la obtención de grandes incrementos de desplazamientos asociados a valores de cortante basal prácticamente constantes.

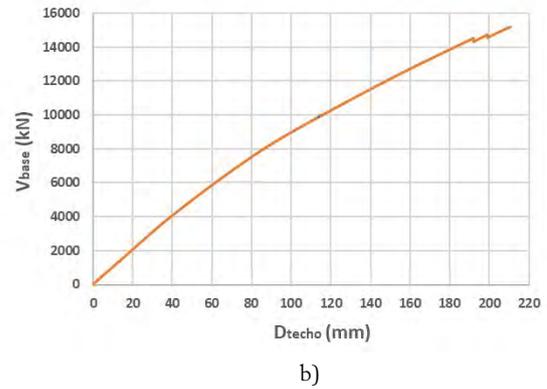
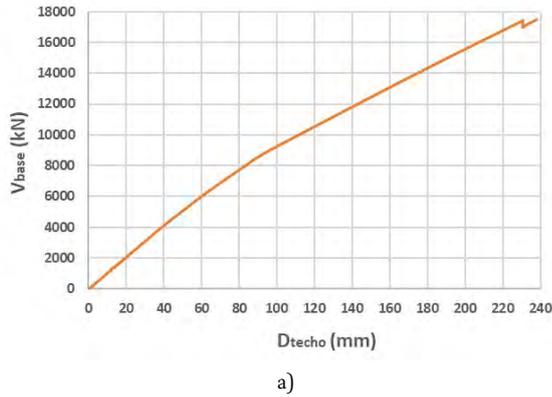


Figura 4. Curvas de capacidad del edificio objeto de estudio. a) Dirección de análisis “x”. b) Dirección de análisis “y”.

### Nivel de desempeño

El nivel de desempeño de una estructura describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales; la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños; y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Para determinar el nivel de desempeño de la edificación objeto de estudio, es necesario estimar el punto de desempeño sobre las curvas de capacidad en ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo. Para la obtención del punto de desempeño, se empleó el método del Coeficiente de Desplazamiento que aparece en el código ASCE/SEI 41 [19], y que consiste en modificar la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad mediante una serie de factores para estimar un desplazamiento máximo global, el cual se conoce como desplazamiento objetivo. Mediante la aplicación del método del Coeficiente de Desplazamiento, se obtiene una representación bilineal de la curva de capacidad y a través de la misma, se determinan los valores de cortante basal de fluencia y de desplazamiento de fluencia de la edificación ante carga de sismo. Según establece el documento del Comité VISION 2000 [20], a partir de los valores de desplazamiento de fluencia y de desplazamiento máximo de la estructura, se puede sectorizar la curva de capacidad, donde

a cada sector le corresponde un nivel de desempeño establecido en la NC 46: 2017 [12].

En este sentido, la zona de desplazamiento elástico de la estructura se relaciona con un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que la zona de desplazamiento inelástico de la estructura, se divide en cuatro sectores, correspondiente a porcentajes de 30%, 30%, 20% y 20%, a los que se asocian los siguientes niveles de desempeño: Operativo, Seguridad de Vida, Prevención de Colapso y Colapso respectivamente. En la figura 5 se muestran, para ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo, las curvas de capacidad sectorizadas de la edificación objeto de estudio, donde además se identifican los puntos desempeño y los puntos de fluencia efectiva.

En la figura 5 se puede ver, como para ambas direcciones de análisis, el nivel de desempeño que presenta la edificación es de Seguridad de Vida, ya que en ese sector de la curva de capacidad es donde se encuentra localizado el punto de desempeño. Según la NC 46: 2017 [12], en el nivel de Seguridad de Vida se espera que los elementos estructurales puedan sufrir daños localizados que pueden ser reparables y que en todos los casos no se producirán fallas que pongan en peligro la vida de los ocupantes del edificio. Las coordenadas del punto de desempeño de la estructura en la dirección de análisis “x” es de 128.45 mm de desplazamiento y 11 106.99 kN de cortante basal; mientras que en la dirección de análisis “y” es de 143.18 mm de desplazamiento y 11 728.21 kN de cortante basal.

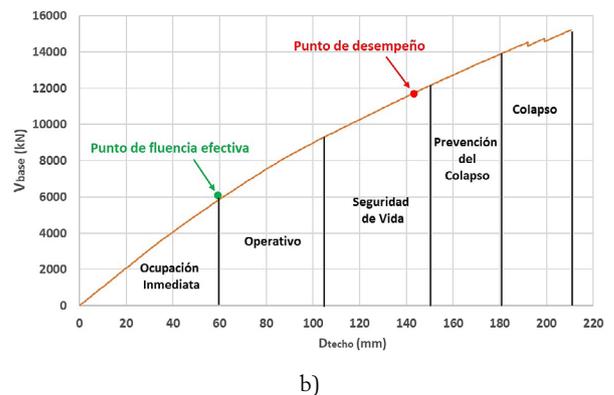
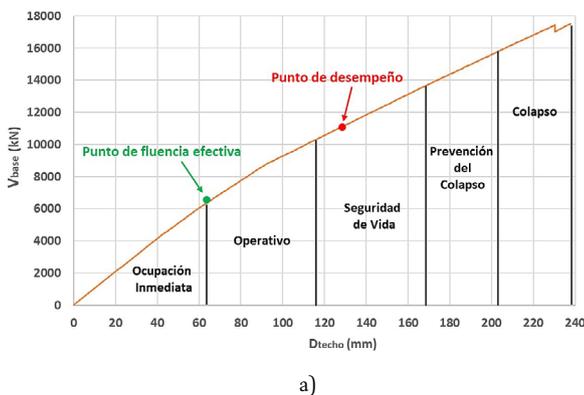


Figura 5. Sectorización de las curvas de capacidad del edificio objeto de estudio. a) Dirección de análisis “x”. b) Dirección de análisis “y”.

La edificación objeto de estudio, al constituir un pabellón de urgencias de operaciones, cirugía y hospitalización, perteneciente a un centro hospitalario, clasifica como una obra esencial desde el punto de vista sismorresistente, por lo que de acuerdo a lo que establece la NC 46: 2017 [12], para las edificaciones catalogadas como importantes y esenciales, sometidas a un nivel de demanda sísmica con un sismo de diseño severo, el nivel de desempeño requerido para la estructura corresponde al nivel Operativo, que supone que la edificación puede seguir operando después de la ocurrencia de un sismo. A partir de los resultados mostrados en la figura 5, se puede afirmar que la edificación no cumple con el nivel de desempeño sísmico exigido por la norma NC 46: 2017 [12].

### Comportamiento de las rótulas plásticas y refuerzo mediante tejidos de PRF

El código ASCE/SEI 41 [19] define los criterios de desempeño o niveles de daño alcanzado en las estructuras a través de tres niveles: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), los cuales a su vez van a estar limitados mediante la rotación plástica ( $\theta_p$ ) que presenten los elementos estructurales en la zona de formación de las rótulas plásticas para un nivel de demanda sísmica determinada. En la figura 6 se muestra el esquema que representa la curva idealizada de comportamiento de una articulación plástica, junto con los límites de cada uno de los niveles de desempeño mencionados anteriormente.

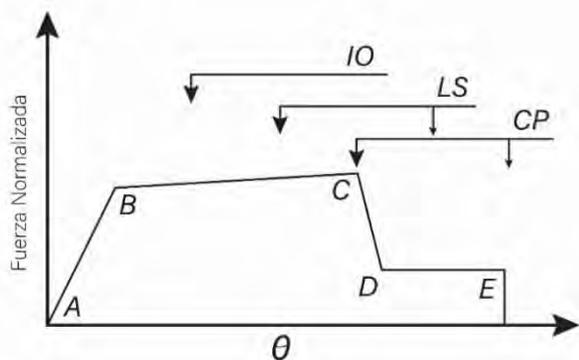


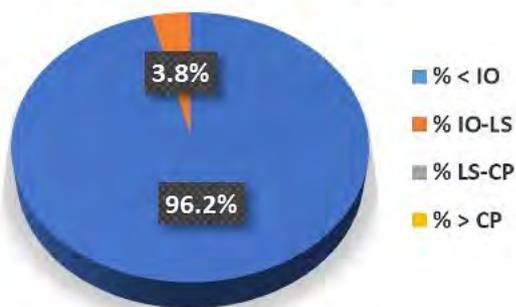
Figura 6. Curva de comportamiento idealizada de una rótula plástica [19].

Basado en el esquema de la figura 6, el documento ASCE/SEI 41 [19], presenta unas tablas que tienen un respaldo teórico y experimental, por medio de las cuales se pueden determinar las rotaciones plásticas ( $\theta_p$ ) de diferentes elementos estructurales como: vigas, columnas y uniones de hormigón armado, a partir de la calidad de los materiales constituyentes, de la geometría de los elementos, de la cuantía del acero de refuerzo y del confinamiento brindado por el acero transversal. En esas mismas tablas, se establecen los valores límites de rotación plástica ( $\theta_{p,lim}$ ) que sirven como criterios de aceptación de los niveles de desempeño.

En la figura 7 se muestra, para el punto de desempeño de la edificación objeto de estudio, el nivel de daño alcanzado en las rótulas plásticas, a partir de las demandas de rotación plástica que exceden los valores límites que sirven como criterios de aceptación de los niveles de desempeño establecidos en el documento ASCE/SEI 41 [19].

En la figura 7 se puede ver que, en ambas direcciones de análisis del *pushover*, más del 95% de las rótulas presentan una demanda de rotación plástica inferior al límite establecido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), que de acuerdo al documento ASCE/SEI 41 [19], constituye el nivel de desempeño requerido para edificaciones catalogadas como esenciales como el caso de los hospitales; sin embargo, se puede observar también como, en la dirección de análisis "x", el 3.8%, que representa 28 rótulas del total, y en la dirección de análisis "y", el 30% que representa 22 rótulas del total, exhiben una demanda de rotación plástica superior al límite establecido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), lo que las coloca con un comportamiento en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), y de acuerdo a lo establecido en el código ASCE/SEI 41 [19], en esos elementos estructurales no se está cumpliendo con el nivel de daño permitido ante carga de sismo para las edificaciones esenciales. En este sentido, para poder mejorar el desempeño de la estructura, se debe proceder a aplicar alguna técnica de refuerzo en aquellos elementos que presenten rotaciones plásticas superiores al límite establecido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) y con ello mejorar el comportamiento de la edificación en términos de daños alcanzados para el nivel de demanda sísmica establecido.

Niveles de daño en las rótulas plásticas en la dirección de análisis "X"



Niveles de daño en las rótulas plásticas en la dirección de análisis "Y"



Figura 7. Niveles de daño alcanzados en las rótulas plásticas para el punto de desempeño.

TABLA 5.

Resultados del refuerzo con PRFV en las columnas con mayores valores de demanda de rotación plástica.

Dirección de análisis	No. de capas de PRFV	$\theta_p$ sin PRFV (rad)	$\theta_{D,PRFV}$ (rad/m)	$\theta_{u,PRFV}$ (rad/m)	$\theta_p$ con PRFV (rad)
X	5 capas	0.0036	0.0103	0.0701	0.0062
Y	5 capas	0.0069	0.0158	0.0701	0.0095

A partir del resultado anterior, se procede a realizar el diseño del refuerzo que confina el hormigón en la zona de formación de las rótulas plásticas, empleando en este caso tejidos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV) con las siguientes propiedades mecánicas: resistencia a la tracción en la rotura  $f_{ju}^* = 2560 \text{ MPa}$ , módulo de elasticidad  $E_f = 80\,700 \text{ MPa}$  y deformación a la tracción en la rotura  $\varepsilon_{ju}^* = 0.0317$ .

En la tabla 5 se muestran los resultados del diseño del refuerzo mediante el confinamiento con tejidos de PRFV, en las columnas de hormigón armado de la edificación objeto de estudio que presentaron los mayores valores de demanda de rotación plástica ( $\theta_p$ ), para las dos direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo. En total hubo que reforzar 32 columnas de la edificación en la zona de formación de las rótulas plásticas.

En los resultados de la tabla 5, se puede observar como mediante el confinamiento con tejidos de PRFV en las columnas de hormigón armado, se logra un incremento significativo de la capacidad de rotación plástica ( $\theta_p$ ) con relación al valor de demanda de rotación plástica. En este caso para la dirección de análisis “x”, este incremento es de 72.2%, mientras que en la dirección de análisis “y” el incremento es de 37.7%.

#### 4.2. Análisis estático no lineal de la edificación reforzada con PRFV. Comparación de resultados

Con el objetivo de poder determinar la influencia que tiene el refuerzo mediante tejidos de PRFV en el desempeño ante carga sísmica de la edificación objeto de estudio, a continuación, se presenta una comparación de los principales resultados obtenidos en el análisis estático no lineal de la edificación sin refuerzo y de la estructura después de ser reforzada mediante tejidos de PRFV.

##### Curvas de capacidad

En la figura 8 se muestran las curvas de capacidad de la edificación sin refuerzo y la edificación reforzada con tejidos de

PRFV, en las dos direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo.

En la figura 8 se puede ver el incremento de capacidad, en términos de resistencia y de desplazamiento ante carga de sismo, de la edificación objeto de estudio cuando se encuentra reforzada mediante tejidos de PRFV con relación a la estructura sin refuerzo. En este sentido, la diferencia obtenida con relación a los máximos cortantes basales, en la dirección de análisis “x” es de 64.8%, mientras que en la dirección de análisis “y” es de 44.8%. De la misma forma, la diferencia obtenida con relación a los máximos desplazamientos en el tope de la edificación, en la dirección de análisis “x” es de 99.5%, mientras que en la dirección de análisis “y” es de 63.2%. A partir de los resultados anteriores, se puede inferir que el refuerzo con PRFV tiene una mayor influencia en el incremento de la capacidad por desplazamiento de la edificación, debido al confinamiento con tejidos de PRFV en las secciones de los elementos de hormigón armado, que provoca el aumento de las deformaciones en el hormigón sin perder capacidad resistente, lo que resulta en un incremento del giro y de las rotaciones plásticas en la sección, y por ende en un incremento de la ductilidad en la estructura.

En la tabla 6, se muestra un resumen de los principales resultados obtenidos en las curvas de capacidad y las curvas bilineales derivadas del análisis estático no lineal para la edificación sin refuerzo y para la edificación reforzada con PRFV en ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo.

A partir de los resultados mostrados en la tabla 6 se puede observar que, la edificación reforzada con tejidos de PRFV ingresa más temprano en el rango no lineal de su comportamiento, con respecto a la edificación sin reforzar, ya que los valores de desplazamiento en el tope y de cortante basal de fluencia de la edificación reforzada con PRFV resultan menores que los obtenidos en el análisis de la edificación sin refuerzo. Otro aspecto importante a resaltar en los resultados de la tabla 6 es como la edificación reforzada mediante tejidos de PRFV presenta, de manera significativa, una mayor ductilidad por desplazamiento ( $D_u/D_y$ ), con relación a la edificación sin

TABLA 6.

Resultados de las curvas de capacidad de la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

Dirección de análisis	Modelo de la edificación	$D_{ope}$ último ( $D_u$ ) (mm)	$V_{base}$ último (kN)	$D_{ope}$ de fluencia ( $D_y$ ) (mm)	$V_{base}$ de fluencia (kN)	Ductilidad ( $D_u/D_y$ )
X	No reforzada	237.78	17 511.29	63.38	6585.17	3.75
	Reforzada con PRFV	474.40	28 855.27	50.78	5361.20	9.34
Y	No reforzada	210.66	15 218.35	59.14	6097.84	3.56
	Reforzada con PRFV	343.78	22 034.62	50.24	5286.57	6.84

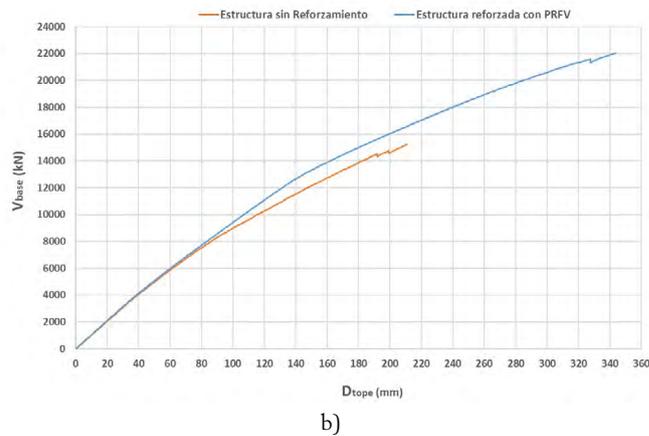
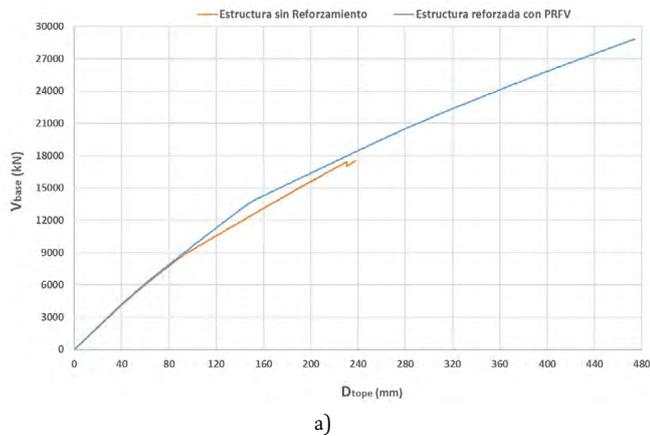


Figura 8. Curvas de capacidad de la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV. a) Dirección de análisis “x”. Dirección de análisis “y”.

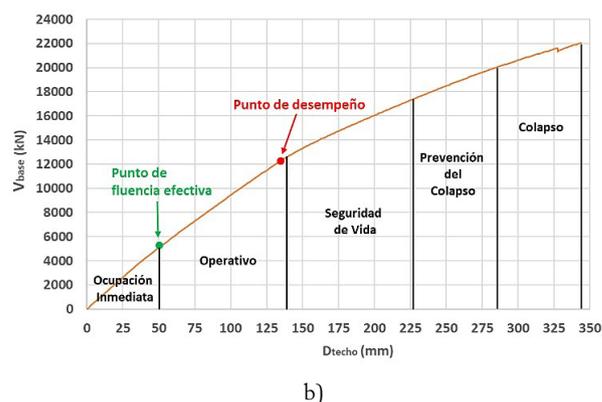
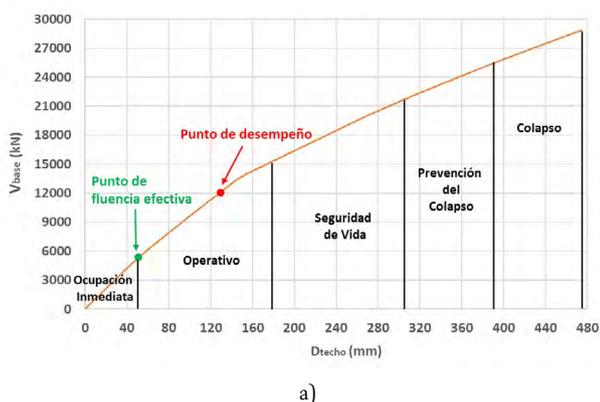


Figura 9. Sectorización de las curvas de capacidad de la edificación reforzada con PRFV. a) Dirección de análisis “x”. b) Dirección de análisis “y”.

refuerzo. La diferencia de ductilidad por desplazamiento obtenida en la dirección de análisis “x” es de 149.07%, mientras que en la dirección de análisis “y” es de 92.13%.

### Nivel de desempeño

En la [figura 9](#), se muestra, para ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo, las curvas de capacidad sectorizadas de la edificación reforzada mediante tejidos de PRFV, donde además se identifican los puntos de desempeño y los puntos de fluencia efectiva.

En la [figura 9](#) se puede ver, como para ambas direcciones de análisis de actuación de la carga de sismo, el nivel de desempeño que presenta la edificación cuando se encuentra reforzada mediante tejidos de PRFV es el nivel Operativo, y según la NC 46: 2017 [12], en este nivel se espera que la edificación pueda seguir operando después de la ocurrencia de un sismo, sin sufrir daños en los elementos estructurales y en el equipamiento. Las coordenadas del punto de desempeño de la estructura reforzada con PRFV en la dirección de análisis “x” son de 129.29 mm de desplazamiento y 12 085.67 kN de cortante basal; mientras que en la dirección de análisis “y” son de 134.70 mm de desplazamiento y 12 260.49 kN de cortante basal. A partir de estos resultados se puede afirmar que el refuerzo mediante tejidos de PRFV mejora el desem-

peño ante carga de sismo de la edificación objeto de estudio, ya que, de un nivel de desempeño de Seguridad de Vida en la estructura sin refuerzo, pasa a un nivel de desempeño Operativo una vez que la edificación está reforzada con PRFV. Además, no solo es importante señalar que el refuerzo mediante tejidos de PRFV mejora el desempeño de la estructura, sino que en este caso, hace que la edificación se desempeñe ante carga de sismo en el nivel exigido para edificaciones esenciales según lo establecido en la NC 46: 2017 [12].

En la [tabla 7](#) se muestran los resultados de los rangos correspondientes a cada uno de los niveles de desempeño para la edificación estudiada, atendiendo a los dos modelos realizados y a la sectorización de las curvas de capacidad.

En la [tabla 7](#) se puede observar como la edificación reforzada con tejidos de PRFV presenta mayores intervalos de desplazamientos según los niveles de desempeño en su etapa de comportamiento no lineal, con relación a los rangos de desplazamiento que presenta la estructura sin refuerzo. Este resultado, que se encuentra relacionado con el incremento de capacidad por desplazamiento ante carga de sismo obtenido en la edificación reforzada mediante tejidos de PRFV, permite que el intervalo de desplazamiento no lineal relacionado con cada nivel de desempeño se incremente y por lo tanto, le concede a la estructura un margen de variación de desplazamiento mucho mayor para un mismo nivel de desempeño.

TABLA 7.

Rangos de desplazamiento según los niveles de desempeño para la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

Modelo de la edificación	Dirección de análisis	Rango de desplazamiento según nivel de desempeño (mm)				
		$\Delta_c$	$0,3\Delta_p$	$0,3\Delta_p$	$0,2\Delta_p$	$0,2\Delta_p$
		Ocupación Inmediata	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Colapso
No reforzada	X	63,38	52,32	52,32	34,88	34,88
	Y	59,14	45,46	45,46	30,30	30,30
Reforzada con PRFV	X	50,78	127,09	127,09	84,72	84,72
	Y	50,24	88,06	88,06	58,71	58,71

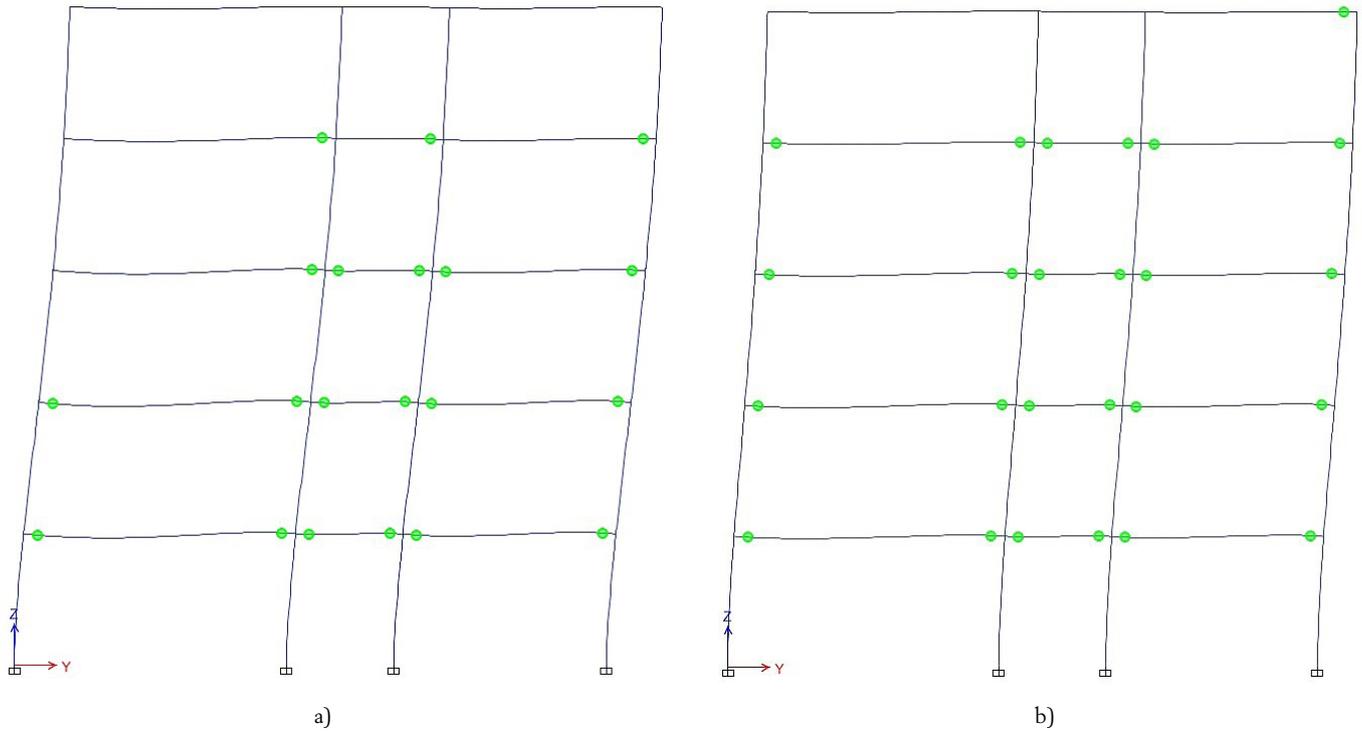


Figura 10. Formación de rótulas plásticas en vigas. a) Estructura sin refuerzo. b) Estructura reforzada con PRFV.

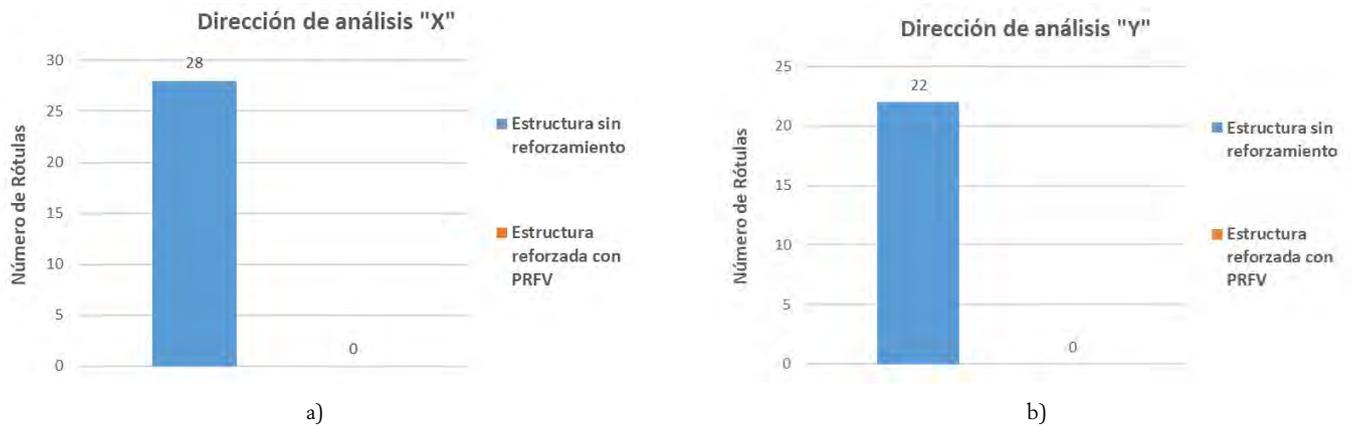


Figura 11. Rótulas plásticas que sobrepasan los valores límites para el nivel de Ocupación Inmediata (IO).

TABLA 8.

Aparición de la primera rótula plástica en vigas y columnas para la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

Dirección de análisis	Modelo de la edificación	Elemento	Desplazamiento (mm)	$V_{base}$ (kN)
X	No reforzada	Viga	34.22	3555.63
		Columna	80.26	7780.89
	Reforzada con PRFV	Viga	33.85	3574.26
		Columna	133.24	12 417.34
Y	No reforzada	Viga	27.90	2876.84
		Columna	61.69	6008.12
	Reforzada con PRFV	Viga	27.68	2912.86
		Columna	101.23	9519.86

### Formación y comportamiento de las rótulas plásticas

En la figura 10 se muestra, tanto para la edificación sin refuerzo como para la edificación reforzada con PRFV, el lugar de aparición de las rótulas plásticas en las vigas, justo antes de que aparezca la primera rótula en las columnas. En este sentido se puede ver (figura 10) como el mecanismo de colapso que ocurre para la carga de sismo aplicada, constituye el mecanismo deseado en las edificaciones sometidas a cargas sísmicas, ya que ha comenzado la fluencia en las secciones críticas de las vigas antes que en las columnas, lo que demuestra que la estructura, para ambos modelos analizados, cumple con el criterio de diseño sismorresistente de columna fuerte – viga débil; sin embargo, es importante señalar que en la edificación reforzada con tejidos de PRFV existe un mayor número de formación de rótulas plásticas con relación a la estructura sin refuerzo, lo que se traduce en que la estructura reforzada incursiona más en el rango no lineal de su comportamiento con relación a la edificación sin refuerzo, y de esta manera, posibilita una mayor disipación de energía ante la acción de la carga de sismo.

En la figura 11 se muestra, para ambos modelos de análisis, la cantidad de rótulas plásticas que para el punto de desempeño resultaron presentar valores de demandas de rotación plástica ( $\theta_p$ ) superiores a los valores límites que sirven como criterio de aceptación para nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), a partir de lo establecido en el documento ASCE/SEI 41 [19].

En la figura 11 se puede observar la influencia que tuvo el refuerzo con tejidos de PRFV en los valores obtenidos de demandas de rotación plástica ( $\theta_p$ ) para el punto de desempeño de la edificación, ya que en ningún elemento estructural se presentó un valor de rotación plástica que sobrepase los valores límites establecidos para el cumplimiento del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), que además

constituye, según el código ASCE/SEI 41 [19], el nivel de desempeño requerido para edificaciones catalogadas como esenciales.

En la tabla 8 se expone el valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente para los cuales se desarrolla la primera rótula plástica en vigas y columnas de hormigón armado, para los modelos de la edificación sin refuerzo y la edificación reforzada con PRFV.

Con los resultados mostrados en la tabla 8, se puede ver como para la edificación sin refuerzo y la edificación reforzada con PRFV, no se aprecian diferencias significativas entre los valores de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondientes a la aparición de la primera rótula plástica en las vigas de hormigón armado; sin embargo, se puede observar como en la edificación reforzada con PRFV, la aparición de la primera rótula plástica en las columnas de hormigón armado se da para valores de desplazamiento en el tope y cortante basal superiores a los obtenidos en la edificación sin refuerzo. Este resultado también se traduce en una mejora del desempeño de la estructura reforzada con PRFV, ya que permite, con relación a la edificación sin refuerzo, retrasar el proceso de formación de las rótulas plásticas en las columnas, lo que posibilita mejorar el mecanismo de colapso debido a la importancia que reviste el posible fallo en una columna de hormigón armado ante la presencia de carga de sismo.

Finalmente, se muestra en la tabla 9, para cada uno de los modelos analizados, el valor de cortante basal y desplazamiento en el tope correspondiente al primer elemento estructural que presenta un colapso o fallo con peligro para la vida de las personas.

En la tabla 9 se puede observar como en la edificación reforzada con PRFV, la aparición del primer elemento estructural que colapsa, se da para valores de desplazamiento y cortante basal muy superiores a los obtenidos en la edificación sin refuerzo, lo que ratifica un retraso en el mecanismo de

TABLA 9.

Aparición del primer elemento colapsado para la edificación sin reforzar y reforzada con PRFV.

Dirección de análisis	Modelo de la edificación	Elemento que colapsa	Desplazamiento (mm)	$V_{base}$ (kN)
X	No reforzada	Columna	216.29	16 590.07
	Reforzada con PRFV	Columna	443.35	27 609.54
Y	No reforzada	Columna	182.55	14 015.12
	Reforzada con PRFV	Columna	314.53	21 146.61

colapso y por lo tanto un desempeño mucho más favorable desde el punto de vista del fallo ante carga de sismo en la edificación reforzada con PRFV. También es importante señalar, que en todos los casos, el primer elemento que colapsa es una columna de hormigón armado, lo que resalta aún más la importancia del sistema de refuerzo aplicado en el mecanismo de colapso de la edificación objeto de estudio.

## 5. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en esta investigación demuestran que el refuerzo mediante el empleo de tejidos de PRFV en una edificación de pórticos de hormigón armado modifica de manera favorable su desempeño ante carga de sismo. Esto se evidencia en la mejora de la capacidad ante carga de sismo de la edificación reforzada con PRFV, ya que se obtuvieron, con relación a la estructura sin refuerzo, incrementos significativos de cortante basal y de desplazamiento en el tope de la edificación. De igual manera, con el refuerzo mediante tejidos de PRFV, se mejoró el nivel de desempeño de la edificación objeto de estudio, ya que se pasó del nivel de Seguridad de Vida en la estructura sin refuerzo, al nivel Operativo en la edificación reforzada con PRFV. De la misma forma, también se pudo comprobar que el refuerzo mediante tejidos de PRFV, permitió mejorar el mecanismo de colapso ante carga de sismo de la edificación objeto de estudio, ya que, con relación a la estructura sin refuerzo, se retrasa, tanto la formación de rótulas plásticas en las columnas, como la aparición del primer elemento estructural colapsado.

## Referencias

[1] Ismail, A. (2014) Non linear static analysis of a retrofitted reinforced concrete building. *Engineering Structures*. 10 (1) 100-107, <http://dx.doi.org/10.1016/j.hbrcj.2013.07.002>.

[2] Golghate, K., Baradiya, V., & Sharma, A. (2013) Pushover analysis of 4 storey's reinforced concrete building. *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technolog*. 2 (3) 80-84, <https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.1053.9433&rep=rep1&type=pdf>.

[3] Alhaddad, M.S., et al. (2021) Seismic performance of RC buildings with Beam-Column joints upgraded using FRP laminates. *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*. 33 (6) 386-395, <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.05.008>.

[4] Zameeruddin, M., & Sangle, K.K. (2016) Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures. *Structures*. 6, 119-133, <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2016.03.001>.

[5] Kissi, B., et al. (2018) Influence of zone type on performance of retrofitted Reinforced Concrete buildings by using Pushover Analysis. *Materials Today: Proceedings*. 5 (1) 22-29, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214785317322800>.

[6] Mostofinejad, D., & Hajrasouliha, M. (2019) 3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique. *Engineering Structures*. 183 987-998, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.038>.

[7] Baji, H., Eslami, A., & Ronagh, H.R. (2015) Development of a nonlinear FE modelling approach for FRP- strengthened RC beam-column connections. *Structures*. 3 272-281, <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2015.06.003>.

[8] Ma, C., Wang, D., & Wang, Z. (2017) Seismic retrofitting of full-scale RC interior beam-column-slab subassemblies with CFRP wraps. *Composite Structures*. 159, 397-409, <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.09.094>.

[9] Pampanin, S., Bolognini, D., & Pavese, A. (2007) Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer composites. *Journal of Composites for Construction*. 11 (2) 211-226, [https://doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2007\)11:2\(211\)](https://doi:10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:2(211)).

[10] Di Ludovico, M., et al. (2008) Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 37 (1) 141-162, <https://doi:10.1002/eqe.749>.

[11] Balsamo, A., et al. (2005) Seismic behavior of a full-scale RC frame repaired using CFRP laminates. *Engineering Structures*. 27 (5) 769-780, <https://doi:10.1016/j.engstruct.2005.01.002>.

[12] NC 46. Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción". Oficina Nacional de Normalización. El Vedado, La Habana. Cuba. pp. 107. 2017.

[13] Pantelides, C.P., Okahashi, Y., & Reaveley, L. (2008) Seismic rehabilitation of reinforced concrete frame interior beam-column joints with FRP composites. *Journal of Composites for Construction*. 12 (4) (2008) 435-445, [https://doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:4\(435\)](https://doi:10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:4(435)).

[14] Realfonzo, R., Napoli, A., & Pinilla, J.G.R. (2014) Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems. *Construction and Building Materials*. 54 282-297, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.043>.

[15] Lam, L., & Teng, J.G. (2003) Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials*. 17 (6-7) 471-489, [https://doi:10.1016/S0950-0618\(03\)00045-X](https://doi:10.1016/S0950-0618(03)00045-X).

[16] NC 283. Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. Oficina Nacional de Normalización. Vedado, La Habana, Cuba. pp. 11. 2003.

[17] NC 284. Edificaciones. Cargas de uso. Oficina Nacional de Normalización. Vedado, La Habana, Cuba. pp. 12. 2003.

[18] NC 450. Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones. Oficina Nacional de Normalización. Vedado, La Habana. Cuba. pp. 9. 2006.

[19] ASCE/SEI 41. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. United States of America. pp. 623. 2017, <https://doi:10.1061/9780784414859>.

[20] SEAOC. Vision 2000. Report on performance based seismic engineering of buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California. 1995.

# Depósito por aspersión de una capa protectora de SiO<sub>2</sub>-PMMA sobre acero AISI 1036 con propiedades de barrera a contaminantes atmosféricos

## *Spraying SiO<sub>2</sub> – PMMA Warehousing Protective Layer onto AISI 1036 Steel with Barrier Properties at Atmospheric Pollutants*

E.E. Uicab-Córdova<sup>a y b</sup>, R. Hernández-Córdova<sup>a</sup>, C. Encarnación-Gómez<sup>c</sup>,  
P. Sifuentes-Gallardo, A. S. López Rodríguez<sup>d</sup> y L.L. Díaz-Flores<sup>d\*</sup>

<sup>a</sup> División Académica de Ciencias Básicas Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Carretera Cunduacán – Jalpa de Méndez s/n, C.P. 86690, Cunduacán, Tabasco, México

<sup>b</sup> Universidad Tecnológica de Tabasco, Carretera Villahermosa-Teapa km 14.6 s/n, C.P. 86288, Parrilla II, Centro Tabasco, México

<sup>c</sup> División Académica Multidisciplinaria de Jalpa de Méndez Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Carretera Estatal libre Villahermosa-Comalcalco km 27s/n, Ranchería Ribera Alta, C.P. 86205, Jalpa de Méndez, Tabasco, México.

<sup>d</sup> División Académica de Ingeniería y Arquitectura Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, Carretera Cunduacán – Jalpa de Méndez s/n, C.P. 86690, Cunduacán, Tabasco, México.

Recibido el 25 de abril de 2022; revisado el 31 de agosto de 2022; aceptado el 24 de octubre de 2022

### RESUMEN

En este trabajo, se sintetizó por sol-gel a temperatura ambiente (25 °C) un recubrimiento híbrido a base de un óxido metálico y un polímero con propiedades de barrera a contaminantes atmosféricos. Los precursores inorgánicos del óxido metálico fueron Tetraetilortosilicato:Etanol:Agua 0.1:0.4:1.2 en relación molar respectivamente. Como precursor del polímero se utilizaron 100 ml de metilmetacrilato con 0.4 g de peróxido de benzoilo como catalizador de la polimerización por radicales libres. Se logró la obtención de películas homogéneas sobre sustratos de acero AISI 1036 las cuales fueron depositadas por el método de aspersión. El espesor de la capa híbrida obtenida fue de 30 µm, sin ningún tratamiento de secado, los sustratos fueron preparados con limpieza química bajo la norma GI de la American Society for Testing and Materials (ASTM). Estos recubrimientos híbridos están bien adheridos al sustrato metálico con grado de adherencia 5B de acuerdo a la norma ASTM D3359 y tienen alta transparencia en el rango del visible con 95% T y capacidad anticorrosiva de -472.44 mV. Esta última, fue evaluada por la técnica electroquímica de Curvas de Polarización y Potencial a Circuito Abierto (OCP) con ambas técnicas se detectó que no existe un intercambio iónico y que el recubrimiento híbrido genera la protección entre el acero AISI 1036 y la solución de electrolitos.

PALABRAS CLAVE: Películas protectoras; proceso solgel; capas cerámicas; placas metálicas.

©2023 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 work, a hybrid coating based on a metal oxide and a polymer with barrier properties to atmospheric pollutants was synthesized by sol-gel at a room temperature of 25 °C. The inorganic precursors of the metallic oxide were tetraethylorthosilicate:Ethanol:Water 0.1:0.4:1.2 molar ratio respectively. 100 ml of methyl methacrylate with 0.4 g of benzoyl peroxide were used as a polymer precursor to catalyze the free radical polymerization. As a result, homogeneous films were obtained on AISI 1036 steel substrates which were deposited by the spray method. Moreover, for the substrates which were prepared with chemical cleaning under the GI standard of the American Society for Testing and Materials (ASTM) the thickness of the hybrid coating obtained was 30 µm, with any drying treatment. These hybrid coatings are well adhered to the metallic substrate with adhesion grade 5B according to ASTM Standard D3359 and have high transparency in the visible range with 95% T and anticorrosive capacity of -472.44 mV which was evaluated by both the electrochemical technique of Open Circuit Potential (OCP) and Polarization Curves detecting no ion exchange and a hybrid coating that generates the protection between the AISI 1036 steel and the electrolyte solution.

KEYWORDS: Protective films; sol-gel process; ceramic layers; metal plates.

©2023 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: [lldf72@yahoo.com](mailto:lldf72@yahoo.com) (Laura Lorena Díaz-Flores)

Cómo citar este artículo: Uicab-Córdova, E.E, Hernández-Córdova, R., Encarnación-Gómez, C., Sifuentes-Gallardo, P., López-Rodríguez, A.S., & Díaz-Flores, L.L. (2023) Depósito por aspersión de una capa protectora de SiO<sub>2</sub>-PMMA sobre acero AISI 1036 con propiedades de barrera a contaminantes atmosféricos, *Hormigón y Acero* 74(301):47-56, <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3080>

## 1. INTRODUCCIÓN

Hoy en día con el crecimiento económico y la globalización del intercambio de productos al consumo, para el ser humano es más fácil disponer de objetos, materiales y dispositivos que sean benéficos en su uso o aprovechamiento. Sin embargo, todo este auge comercial e industrial ha incrementado la contaminación del medio ambiente tanto en agua, suelo y aire. Para el caso del aire, los iones cloruro ( $\text{Cl}^-$ ) se reportan hasta en niveles mayores a  $1500 \text{ mg/m}^2\text{d}$  [1,2] superiores a los valores establecidos en la normal International Organization for Standardization (ISO) 9223 [3]. La importancia de medir estos iones  $\text{Cl}^-$  en el aire, radica en los daños que ocasionan a las estructuras y al espacio edificado. Siendo el acero, uno de los materiales que más se utiliza en los procesos de construcción, estructuras y elementos de soporte, tiene la desventaja de tener por su proceso de producción y composición química baja resistencia a la corrosión por el intercambio con los iones  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_x$ ,  $\text{NO}_x$ , presentes en el ambiente. Si a lo anterior descrito, se adiciona también el medio ambiente al que está expuesto el acero, como son las condiciones del trópico húmedo con temperaturas superiores a los  $35 \text{ }^\circ\text{C}$  y humedad relativa mayor al 75% en promedio anual, el desgaste superficial por corrosión de placas metálicas es permanente. Por lo que, para garantizar la vida útil del acero, se involucran altos costos de mantenimiento tanto preventivo, correctivo y de sustitución de elementos, aunado a que estos procesos conllevan el uso de otros compuestos químicos que también generan contaminación al medio ambiente. Los compuestos químicos liberados a la atmósfera se disocian formando iones, que al interactuar con la superficie del acero alcanzan potenciales de oxidación de 0.68V y 0.51V para  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_2$  respectivamente [4,5]. Los mecanismos de protección de este tipo de metales se han usado desde el siglo XIX con protecciones del tipo físico en forma de barrera [6–8] y químico cuando el otro material se sacrifica para evitar el deterioro de la estructura [9–11]. Sin embargo, con los altos índices de contaminación y el incremento de la emisión de los gases de efecto invernadero, la tendencia en innovaciones a proteger estos metales se sigue incrementando. De tal manera que hoy en día, existen desde los procesos costosos que requieren del uso de reacciones químicas o energéticas como son Chemical Vapor Deposition (CVD) [12], Physical Vapor Deposition (PVD) [13], electroquímicas [14,15] y galvanizado [9]. Hasta los procesos simples como el método de aspersión, que ya se había reportado en 1907 [16], donde solamente se requiere de una pistola de gravedad, manguera y un compresor de aire. Para utilizar este método de aspersión, se requiere una solución líquida con viscosidades menores a los 15 cP, por lo que las obtenidas por el proceso de sol-gel son consideradas como las más idóneas para este proceso ya que permiten el acoplamiento entre fases orgánicas e inorgánicas. Este acoplamiento de fases, se realiza según el tipo de polimerización llevado a cabo y se promueve ya sea a través de enlaces de hidrógeno o por enlaces covalentes entre las fases [17]. La generación del material híbrido, se consigue con la variación de las proporciones molares del reactivo acoplante entre los precursores orgánicos e inorgánicos. Este material híbrido, permite obtener películas uniformemente depositadas sobre el sustrato, homogéneas en composición, con mejores propieda-

des anticorrosivas, así como la cobertura de grandes áreas con espesores constantes del recubrimiento sobre el sustrato.

Sin embargo, no debe de excederse en el máximo espesor de capa depositada, ya que por la naturaleza del híbrido, el tener capas gruesas puede dar origen a la formación de grietas en la película [18]. Al presentarse el fenómeno de agrietamiento o de porosidad en el recubrimiento, ocurre la permeabilidad de iones atmosféricos ( $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_2$ ,  $\text{NO}_2$ ,  $\text{NH}_4$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  o  $\text{CO}_2$ ) a través de la capa recubierta, los cuales reaccionan con el sustrato metálico, para iniciar los procesos corrosivos. De ahí que el secado con tratamiento térmico mencionado en la literatura [19,20], tiene como fin densificar el material y disminuir la porosidad así como también evitar la formación de grietas, generadas durante la evaporación de los solventes que conforman el recubrimiento. Al evitar la fractura durante el curado de la película híbrida, se garantiza que los sustratos metálicos estén protegidos de procesos corrosivos. Al respecto, se ha reportado la obtención de películas híbridas por el método de screen printing usando tratamientos térmicos de secado de 1 h a  $80 \text{ }^\circ\text{C}$  y continuando en algunos casos con procesos de calcinación de  $500 \text{ }^\circ\text{C}$  [21,22]. En el caso de recubrimientos híbridos a base de Dióxido de silicio-Polimetilmetacrilato ( $\text{SiO}_2$ -PMMA), se ha reportado su efectividad como material anticorrosivo, aunque habitualmente se utilizan los métodos de aplicación de *spin-coating* o *dip-coating*, con procesos de secado de  $40 - 70 \text{ }^\circ\text{C}$  por 24 h, seguidos de un proceso de curado de 1 a 3 h a temperaturas de  $120 - 160 \text{ }^\circ\text{C}$  [23–24]. Estos métodos de aplicación son apropiados para depositar películas delgadas en áreas pequeñas, limitando su aplicación a gran escala y en la mayoría de los casos es requerido el tratamiento térmico de secado o curado de los recubrimientos. Por lo que en este trabajo se obtuvieron recubrimientos anticorrosivos a base de la formulación específica de  $\text{SiO}_2$ -PMMA, sin realizar ningún tratamiento térmico de secado para acelerar el curado del recubrimiento y se depositó una capa de composición híbrida ( $\text{SiO}_2$ -PMMA) y uniforme con el método de aplicación de aspersión. Este recubrimiento híbrido transparente, se propone como una opción viable para la producción a gran escala de placas metálicas de acero AISI 1036 protegido contra la corrosión al estar expuesto a condiciones ambientales con este revestimiento sencillo.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS EXPERIMENTALES

Para la síntesis del material inorgánico se utilizaron como precursores el tetraetilortosilicato (TEOS) al 98%, etanol ( $\text{CH}_3\text{CH}_2\text{OH}$ ) al 99.5%, ácido nítrico ( $\text{HNO}_3$ ) 68-70% como catalizador y agua destilada ( $\text{H}_2\text{O}$ ). La parte orgánica del híbrido fue sintetizada empleando metilmetacrilato (MMA) al 99%, hidróxido de sodio ( $\text{NaOH}$ ) > 97%, peróxido de benzoilo (BPO) > 98%, 3-(Trimetoxisilil) propil metacrilato (TMSPM) al 98%. En la limpieza química de los sustratos en forma de placas con dimensiones de  $15 \times 10 \times 0.003 \text{ cm}$  del acero AISI 1036, se emplearon 1000 mL de ácido clorhídrico ( $\text{HCl}$ ) al 36-38%, mezclados con trióxido de antimonio ( $\text{Sb}_2\text{O}_3$ ) al 99-100%, y cloruro estañoso ( $\text{SnCl}_2$ ) al 95-100%. La medición de iones  $\text{Cl}^-$  se realizó con el método de candela húmeda y los platos de sulfatación para cuantificar los iones  $\text{SO}_2$  de acuer-

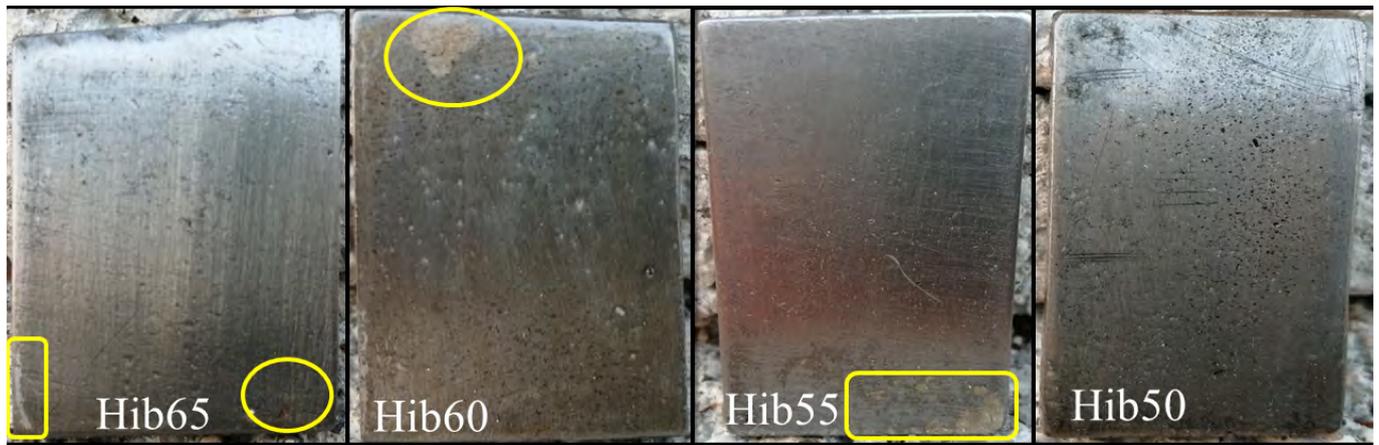


Figura. 1. Apariencia de los recubrimientos Hib65, Hib 60, Hib55 y Hib50 a los cuatro días de exposición al ambiente.

do con la norma ISO 9225 [25]. En las candelas húmedas se emplearon ácido benzoico ( $C_7H_6O_2$ )  $\geq 99.5\%$ , ácido nítrico ( $HNO_3$ ) 68-70%, agua destilada, azul de bromofenol ( $C_{19}H_{10}Br_4O_5S$ ) 0.0004%, difenilcarbazona ( $C_{13}H_{12}N_4O$ )  $> 50\%$ , glicerina ( $C_3H_8O_3$ ) 99.5% y nitrato mercúrico ( $Hg(NO_3)_2$ ). Para los platos de sulfatación se usaron ácido clorhídrico (HCl) al 36-38%, acetona ( $C_3H_6O$ ) 99.5%, agua destilada, etanol ( $CH_3CH_2OH$ ) 99.5%, carbonato de sodio ( $NaHCO_3$ ) 99.7%, cloruro de bario ( $BaCl_2$ )  $\geq 99\%$ , cloruro de sodio (NaCl) 99%, dióxido de plomo ( $PbO_2$ )  $\geq 97\%$ , glicerina ( $C_3H_8O_3$ ) 99.5% y goma de tragacanto 60-70%.

### 2.1. Síntesis sol-gel del recubrimiento híbrido

Se preparó el  $SiO_2$  por el método de sol-gel con la polimerización (hidrólisis y condensación) de TEOS:Etanol en una relación molar de 0.20:0.78 durante 15 min con agitación media (350 rpm), posterior a ese tiempo se adicionaron 46 mL del agua destilada con relación molar 0.20:2.55 con el TEOS continuando con la agitación por otros 15 min, para después adicionar como catalizador 0.4 mL  $HNO_3$  al 5% v/v agitando durante otros 15 min hasta observar la solución transparente.

Para obtener el polimetilmetacrilato (PMMA), se polimerizó el monómero MMA colocando 100 mL de éste en un matraz Erlenmeyer, sometido a baño María a una temperatura de 65 °C y se adicionaron 0.8 g de NaOH, la mezcla se agitó a velocidad media (350 rpm) durante 15 min. Después de ese tiempo, se filtró la solución para quitar impurezas, se agregaron 0.4 g de BPO y se colocó en el baño María para continuar agitando durante 15 min más; pasado ese tiempo se retiró del baño María.

Los recubrimientos híbridos de  $SiO_2$ -PMMA se obtuvieron a partir de la combinación en diferentes porcentajes el  $SiO_2$  con TMSPM y PMMA, identificados como Hib65, Hib60, Hib55, Hib50. La solución de  $SiO_2$  y el PMMA fue colocada a baño María a 65 °C, con agitación de 350 rpm durante 20 min, al concluir ese tiempo se procedió a adicionar gota a gota el agente acoplante TMSPM a la solución, manteniendo la temperatura de 65°C y agitación media. Posterior a la adición del acoplante se continuó con la agitación y el calentamiento durante otros 30 min.

A partir de las siguientes mezclas de formulaciones que se enlistan en la tabla 1, fue estandarizada la formulación Hib50 que obtuvo mejores resultados de resistencia a la corrosión.

De estas formulaciones, el proceso de depósito no fue exitoso para el caso de los recubrimientos obtenidos con Hib65, Hib 60, Hib55, ya que al exponerlos a la atmósfera perdieron adherencia y presentaron una apariencia amarillenta (figura 1). Comparados con el recubrimiento obtenido a partir de la solución Hib50 formulada con 50%T EOS: 21.5%PMMA: 28.5%TMSPM, al observarlo se aprecia que conserva la apariencia de brillo y color natural del acero y es el que se reporta en este trabajo como el que tiene mejor adherencia y mayor resistencia a la corrosión al exponerse a la atmósfera.

### 2.2. Preparación de los sustratos metálicos

El recubrimiento Hib50 se aplicó sobre las placas de acero al carbono AISI 1036. La limpieza del sustrato metálico se realizó con base en lo establecido en ASTM G1 [26] utilizando 1000 mL de HCl, 20 g de  $Sb_2O_3$  y 50 g de  $SnCl_2$ , las placas

TABLA 1. Composición de las soluciones de recubrimientos

MEZCLA	% $SiO_2$	% PMMA	% TMSPM	Adherencia ASTM D3359	Exposición (días)
Hib65	65	15	20	4B	4
Hib60	60	15	25	4B	2
Hib55	55	20	25	4B	2
Hib50	50	21.5	28.5	5B	>7



Figura. 2. Rack de exposición de las placas de acero recubiertas con el híbrido y su ubicación (norma ISO 9225).

metálicas fueron inmersas en la solución química durante 15 min, y a continuación se lavaron con agua desionizada, se secan y recubrieron. Se utilizó el método de aspersión convencional, usando un aspersor tipo pistola de gravedad con vaso plástico de 250 mL, con ajuste de aire tipo abanico y boquilla externa de 1.5 mm, el cual se conectó a un compresor de 1HP de potencia, 120 V de corriente directa, 60 Hz de frecuencia a 7 A y con capacidad de aire de 6.3 galones. La aplicación del recubrimiento se hizo en un ángulo de 90° sobre la horizontal, a una distancia de 20 cm. Se cuidó depositar en el sustrato metálico una película de recubrimiento homogénea para garantizar un espesor de película uniforme, sin la formación de porosidades y grietas por evaporación del solvente a temperatura ambiente, alcanzando mejor adherencia de la película híbrida de SiO<sub>2</sub>-PMMA con la superficie metálica. Solo se aplicó una capa de recubrimiento sobre las placas metálicas cubriendo la superficie total de las mismas.

Todos estos sustratos fueron colocados en un rack de exposición con dirección al Noroeste, debido a que es la dirección predominante de los vientos en la población costera del Golfo de México, ubicada en la colonia el escribano, Paraíso, Tabasco, con coordenadas 18°24'32.9"N 93°13'08.1"W. Se cumplieron los lineamientos de la norma ISO 9225 y en la figura 2 se observa la colocación de las placas recubiertas, expuestas al medio ambiente durante 30 días a temperatura promedio de 25 °C y 70% de humedad relativa.

### 2.3. Caracterizaciones ópticas, estructurales y electroquímicas de las placas con recubrimientos

Para la evaluación de la composición estructural del material híbrido Hib50 se utilizó la técnica de espectroscopía infrarroja por Transformada de Fourier (FTIR), el análisis se realizó en un equipo IRAffinity-1 marca Shimadzu, en un intervalo espectral de 400 a 4000 cm<sup>-1</sup>. El análisis de la muestra líquida se hizo añadiendo una gota de la solución con una micropipeta de 5 µL sobre la pastilla de Bromuro de potasio. El análisis químico EDS (Espectroscopía de energías dispersas de RX) y

la microscopía electrónica de barrido (MEB) para determinar el espesor y la morfología de la película se utilizó un equipo JSM-6010LA marca JEOL a condiciones de bajo vacío.

La medición del grado de transparencia del híbrido de SiO<sub>2</sub>-PMMA se llevó a cabo en el espectrofotómetro UV-1280 marca Shimadzu, en modo absorbancia, en un intervalo de longitud de onda de 200 a 850 nm, depositando el híbrido en un sustrato de vidrio para analizar la película. Para garantizar la aplicación por aspersión del recubrimiento, se midió por triplicado su viscosidad en un equipo digital viscometer NDJ-8s.

La adherencia del recubrimiento híbrido de SiO<sub>2</sub>-PMMA con el sustrato metálico se determinó con un kit de medición modelo PT-AR8602 marca Precision Gage&Tool Company con navaja de 11 dientes y 1.0 mm de separación para espesores menores de 60 micras, siguiendo el procedimiento establecido en la norma ASTM D3359 [27]. Este método indica que se debe de realizar un cuadrícula en la película, limpiar residuos del material cortado, colocar una cinta adhesiva sobre el área cuadrícula y jalar en un ángulo de 180° del sustrato, para determinar el grado de material removido. Para visualizar se utilizó un microscopio metalográfico Model RMM 5 series Marca Radical Scientific Equipment con aumento de 400X.

Las propiedades anticorrosivas del recubrimiento híbrido de SiO<sub>2</sub>-PMMA (Hib50) se midieron con una celda electroquímica de tres electrodos, empleando un potencióstato Princeton Applied Research Versa Stat4. Se utilizaron las probetas de acero AISI 1036 sin recubrir y recubiertas con el híbrido Hib50 como electrodos de trabajo con 3.1416 cm<sup>2</sup> de área, como electrodo de referencia se utilizó un electrodo Ag/AgCl y una varilla de grafito como contraelectrodo empleando la técnica de potencial a circuito abierto y la técnica de curvas de polarización de Tafel, ésta última se realizó con un intervalo de potencial de -0.25 a 0.25 V.

### 2.4. Mecanismos de síntesis del recubrimiento

Las reacciones involucradas en esta síntesis han sido determinadas en varios estudios como se indican a continuación



Figura 3. Diagrama esquemático del mecanismo de obtención del híbrido (a) Síntesis del SiO<sub>2</sub>, (b) Polimerización del MMA y (c) Obtención del híbrido SiO<sub>2</sub>-PMMA. (Se omite la representación de los hidrógenos para mayor claridad).

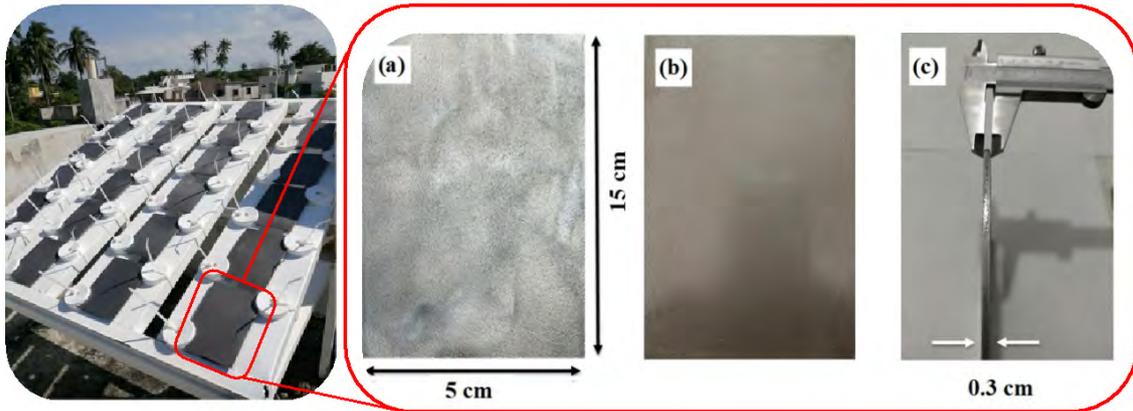


Figura 4. Sustrato AISI 1036 a) Desnudo b) Recubierto por el híbrido Hib50 c) Vista lateral del sustrato recubierto con una capa del Hib50.

[28,29]. En la [figura 3a](#), se esquematiza la hidrólisis del TEOS para formación del SiO<sub>2</sub>.

La hidrólisis solo puede describirse de forma cualitativa, debido a que la polimerización por condensación ocurre casi simultáneamente, tan pronto como un silanol se forma, un grupo silanol reacciona con un grupo etoxi para crear un enlace siloxano. La polimerización por radicales libres para obtener el PMMA, se inició añadiendo como catalizador el BPO al MMA a 65°C ([figura 3b](#)). El acoplamiento del híbrido se realizó añadiendo a la mezcla de SiO<sub>2</sub>-PMMA el agente acoplante TMSPM ([figura 3c](#)), con base en lo descrito en la literatura los grupos silanoles que no se policondencan son los que se unen o atraen a los grupos carboxilo del PMMA para formar el recubrimiento híbrido.

### 2.5. Deposición y exposición del híbrido, y de los captadores de contaminantes

En la [figura 4](#), se presentan las imágenes de los sustratos metálicos limpios (desnudos), libres de grasa, óxido y polvo ([figura 4a](#)), los cuales fueron recubiertos con el material híbrido Hib50 depositando una película uniforme. Se observa su propiedad óptica de ser translucido a la luz al dejar ver la superficie brillante metálica ([figura 4b](#)), sin escurrimientos, porosidades ni agrietamientos; la [figura 4c](#) muestra el espesor del sustrato metálico recubierto. En el sitio de exposición se colocaron los platos de sulfatación y las candelas húmedas para captar los iones SO<sub>2</sub> y Cl<sup>-</sup> evitando que quedaran expuestos a la lluvia como se indica en la norma ISO 9223 ([figura 5](#)).

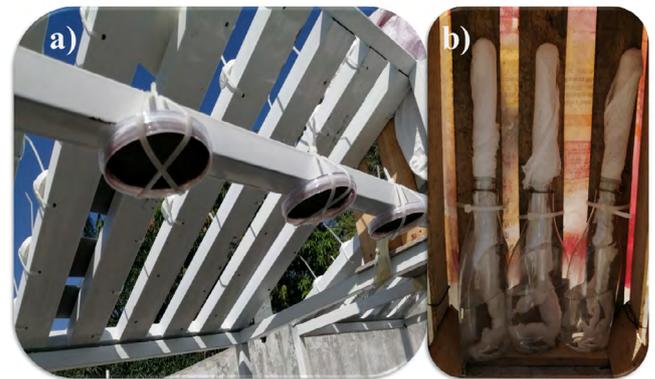


Figura 5. Captadores a)Platos de sulfatación b) Candelas húmedas.

## 3. RESULTADOS

### 3.1. Caracterización del híbrido

Para identificar y comparar los compuestos químicos presentes en la película híbrida de SiO<sub>2</sub>-PMMA, en la [figura 6](#) se presentan los espectros de transmitancia infrarroja en el intervalo de 400 a 4000 cm<sup>-1</sup> de la muestra de PMMA y de SiO<sub>2</sub>, precursor orgánico e inorgánico respectivamente del híbrido, así como también de la muestra del recubrimiento híbrido SiO<sub>2</sub> - PMMA (Hib50) obtenido. En el caso de los espectros de la sílice se encuentran las vibraciones moleculares de los enlaces asociados al Si-O localizado en la banda de 795 cm<sup>-1</sup>, Si-(OH) en 958 cm<sup>-1</sup>,

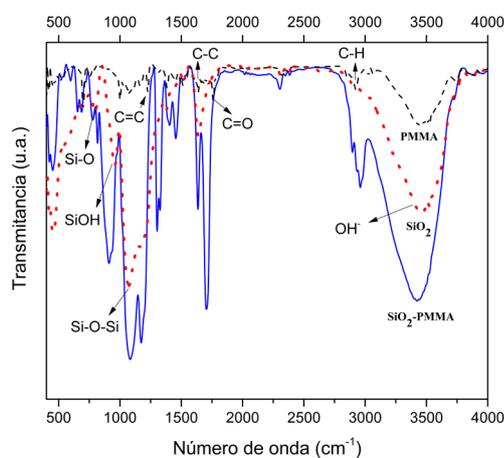


Figura 6. Espectros de FTIR del híbrido Hib50 y sus precursores.

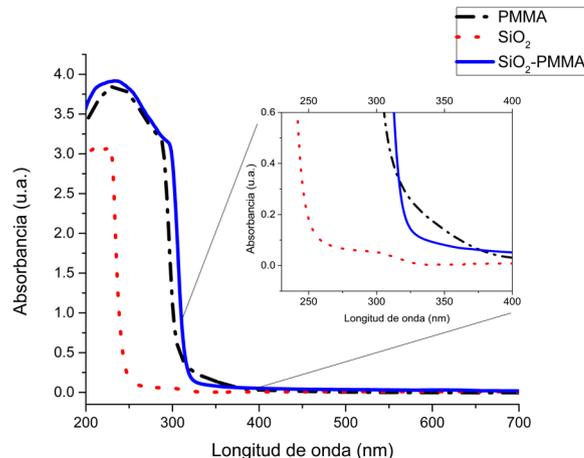


Figura 7. Espectros UV-vis del híbrido Hib50 y sus precursores.

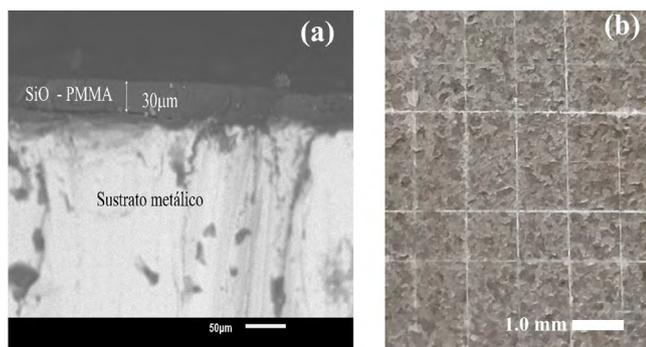


Figura 8.- (a) Micrografía del espesor de la película híbrida Hib50 y (b) adherencia al sustrato acero AISI 1036.

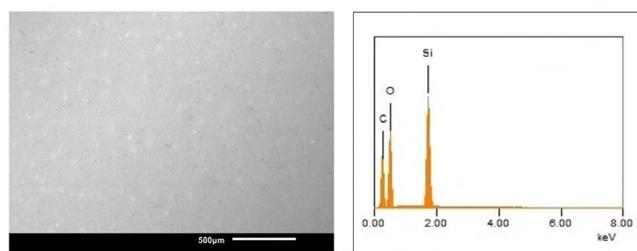


Figura 9. MEB (a) y Espectros EDS (b) del recubrimiento Hib50

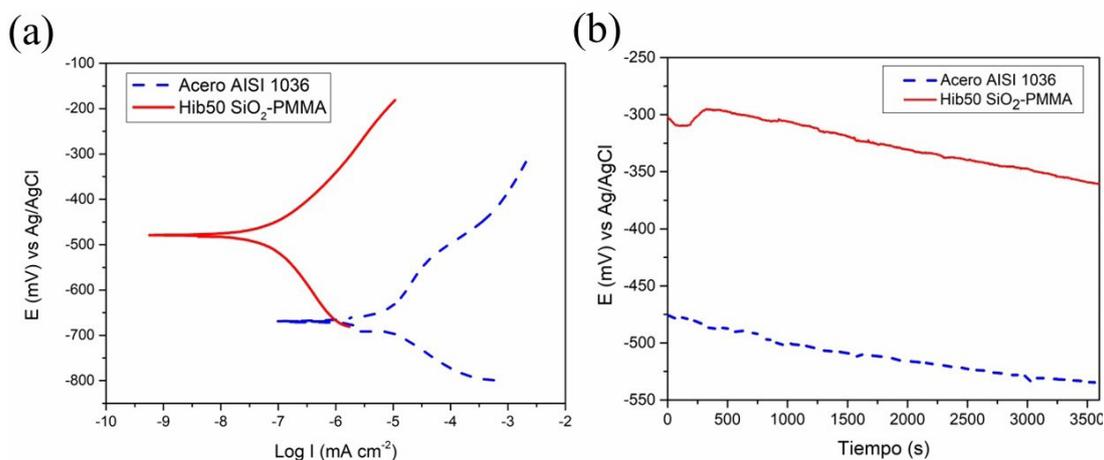


Figura 10. Curvas de polarización (a) y análisis OCP (b) del sustrato AISI 1036 con y sin recubrimiento híbrido SiO<sub>2</sub>-PMMA Hib50.

las bandas en 1071 y 1166  $\text{cm}^{-1}$  representan el estiramiento asimétrico del enlace Si-O-Si  $\text{cm}^{-1}$ , en 1638  $\text{cm}^{-1}$  la banda corresponde a la presencia de agua molecular absorbida, y la banda más amplia ubicada entre 3042 y 3708  $\text{cm}^{-1}$  corresponde a los enlaces OH [30]. Para los espectros del PMMA se pueden apreciar las vibraciones de estiramiento del C-O del grupo éster a 1076, 1164, en 1226  $\text{cm}^{-1}$  vibraciones de C=C del grupo vinil, en 1649  $\text{cm}^{-1}$  el grupo C-C, la vibración de estiramiento del grupo carbonilo C=O en 1758  $\text{cm}^{-1}$ , la absorción en 2854 y 2923  $\text{cm}^{-1}$  corresponde al estiramiento entre C-H del grupo

$\text{CH}_2$  y en 1385 y 1453  $\text{cm}^{-1}$  por la flexión asimétrica de los enlaces  $\text{CH}_3$  [31]. El material híbrido desarrollado en el rango de 600 a 1600  $\text{cm}^{-1}$  presenta bandas más anchas correspondientes a los principales enlaces de sus precursores inorgánico – orgánico. Sin embargo en la película híbrida de SiO<sub>2</sub>-PMMA se aprecia una mayor intensidad en las bandas ubicadas en 816, 910, 1084, 1171  $\text{cm}^{-1}$ , con una banda más ancha ubicada en 3029 - 3582  $\text{cm}^{-1}$  correspondientes al estiramiento simétrico y asimétrico de los enlaces Si-O, Si-OH, Si-O-Si, OH del dióxido de silicio. En tanto que los picos de absorción que evidencian la fase orgánica

correspondiente al PMMA se asocian con las bandas ubicadas en 1456, 1636, 1707 y 2960  $\text{cm}^{-1}$ . El incremento de las bandas ubicadas en 1457 y 2960  $\text{cm}^{-1}$  aproximadamente, demuestra la presencia del agente acoplante uniendo los materiales orgánicos e inorgánicos [32,33].

Para evaluar las ventanas de transmisión óptica o de luz, la figura 7 muestra los espectros del análisis de absorbancia UV-Vis de las soluciones precursoras del recubrimiento híbrido de  $\text{SiO}_2$ -PMMA (Hib50),  $\text{SiO}_2$  puro y PMMA. Se aprecia que en casi todo el intervalo visible de 400 - 700 nm los tres materiales no absorben la luz. Sin embargo, si hay un ligero desplazamiento en las ventanas ópticas absorbentes de luz UV, el PMMA comienza a absorber a 390 nm, el híbrido alrededor de 320 nm y  $\text{SiO}_2$  puro a 270 nm (inserto de la figura 6). Con este comportamiento óptico, se demuestra que, aunque el material híbrido Hib50 no es tan resistente a la absorción de la luz ultravioleta, como el  $\text{SiO}_2$  puro, si es mejor con respecto al PMMA puro, por lo que al absorber la radiación UV (componente de la luz), la vida media del recubrimiento se incrementa.

### 3.2. Caracterización de la película híbrida Hib50 depositada sobre el sustrato metálico

En la figura 8a, se aprecia la micrografía MEB de la sección transversal del recubrimiento híbrido sobre el sustrato metálico, con espesores de 30  $\mu\text{m}$  en una sola capa que se adapta a la topografía del sustrato. El proceso de secado se realizó a temperatura ambiente (25 - 37  $^\circ\text{C}$ ) durante 48 horas, sin que se observen porosidades, grietas o laminaciones en la película por el proceso de evaporación de los solventes que conforman al híbrido Hib50. En la parte izquierda de la micrografía se observa una leve separación entre la película y el sustrato, que se infiere fue generada por el corte transversal de la placa metálica realizado con herramienta mecánica para el análisis.

En la prueba de adherencia de la película híbrida depositada en el sustrato metálico AISI 1036 (figura 8b), no se aprecia desprendimiento del recubrimiento en los bordes del cuadrículado, ni separación de ninguno de los cuadrados que conforman la cuadrícula. Esto corresponde a un grado de adherencia 5B que significa el mayor grado de adhesión según los criterios de la norma citada, por lo que los recubrimientos híbridos Hib50 se encuentran bien unidos al sustrato metálico, lo que concuerda con lo mostrado en la micrografía de la figura 8a.

Para comprobar el depósito uniforme sobre todo el sustrato se realizó el análisis elemental superficial de EDS encontrándose en la muestra la presencia de Silicio con un 14.15%, Oxígeno con 40.86% y Carbono con 44.99%, elementos componentes del híbrido sin que aparezca ningún rastro del fierro del sustrato metálico (figura 9b). Por lo tanto, es posible inferir que el recubrimiento se aplicó uniformemente, esto se comprueba con la micrografía del recubrimiento en la figura 9a en la que no se aprecian grietas o porosidades. El contenido de Carbono fue 44.99%, por lo que se concuerda con lo descrito en la literatura de que los grupos silanoles no policondensados se unen a los grupos carboxilos del PMMA para formar la película.

### Pruebas electroquímicas de las placas recubiertas con el híbrido

Para determinar la capacidad del recubrimiento como barrera aislante del sustrato, se registraron curvas de polarización

potenciodinámicas. Con la ecuación de Stern - Gary (Ec.1) se obtuvo la relación entre la corriente de corrosión ( $I_{\text{corr}}$ ), la resistencia a la polarización ( $R_p$ ) y las pendientes de las curvas.

$$I_{\text{corr}} = \frac{\beta_a \beta_c}{2.303 (\beta_a + \beta_c)} \left[ \frac{\Delta I}{\Delta E} \right] = \frac{\beta_a \beta_c}{2.303 (\beta_a + \beta_c)} \left[ \frac{1}{R_p} \right] \quad (1)$$

$$\text{De acuerdo a la ley de Ohm } R_p = \frac{\Delta I}{\Delta E} \quad (2)$$

$\beta_a$  y  $\beta_c$  son las pendientes de tafel anódicas y catódicas,  $\Delta I$  es el incremento de la corriente y  $\Delta E$  el incremento del potencial.

En la figura 10a, se observa el comportamiento de las curvas para el sustrato recubierto y sin recubrir, en el sustrato con la película híbrida la curva se ubica más hacia el lado izquierdo indicando que existe una disminución de la corriente de corrosión de las lecturas obtenidas del sustrato con y sin protección anticorrosiva, de 3.4  $\text{mA}/\text{cm}^2$  y 0.76  $\text{mA}/\text{cm}^2$  respectivamente (ver tabla 2).

En el caso de los potenciales de corrosión determinados ( $E_{\text{corr}}$ ), estos muestran al potencial más activo (más negativo) igual a -657.02 mV correspondiente al sustrato metálico, mientras que el potencial más noble (más positivo) es el del sustrato recubierto por el híbrido Hib50 con un valor de -472.44 mV. Estos valores del potencial de corrosión, indican que se incrementó la capacidad hidrofóbica del recubrimiento híbrido y confirman que el recubrimiento cumple su función como material anticorrosivo del acero AISI 1036 [19].

TABLA 2.  
Parámetros de corrosión para el recubrimiento Hib50

Muestra	$E_{\text{corr}}$ (mV)	$I_{\text{corr}}$ ( $\text{mA}/\text{cm}^2$ )	Pendientes (mV/Década)	
			Anódica ( $\beta_a$ )	Catódica ( $\beta_c$ )
AISI 1036 desnudo	-657.0	3.422	23.32	60.79
AISI 1036 recubierto con $\text{SiO}_2$ -PMMA	-472.44	0.768	3.91	173.29

Las gráficas del Potencial a Circuito Abierto (figura 10b), muestran potenciales con valores más nobles en el sustrato con películas híbridas (Hib50) con respecto al metal desnudo debido a la existencia de una barrera entre el sustrato metálico y el electrolito. Esto se debe a la formación de cadenas de PMMA reticuladas con nanodominios de polisiloxano, impidiendo el paso del electrolito a través del recubrimiento hacia el sustrato metálico [34].

### 3.3. Exposición del recubrimiento híbrido

El lado de las muestras recubiertas expuestas a los rayos UV durante 30 días en Paraíso, Tabasco (figura 11a), presentó agrietamiento, pérdida de adherencia, procesos corrosivos, así como la presencia de contaminantes atmosféricos Cloro ( $\text{Cl}^-$ ), y Azufre (S). Estas muestras se sometieron a la radiación solar, a condiciones de humedad (rocío, neblina, lluvia), a temperaturas que oscilaron entre 20 - 41  $^\circ\text{C}$ . Se aprecia la presencia de morfología globular y laminadas identificadas como lepidocrocita ( $\gamma\text{-FeOOH}$ ), que es un oxihidróxido de hierro, poco estable y no proporciona protección al sustrato [35]. La parte posterior de la placa que estuvo expuesta al

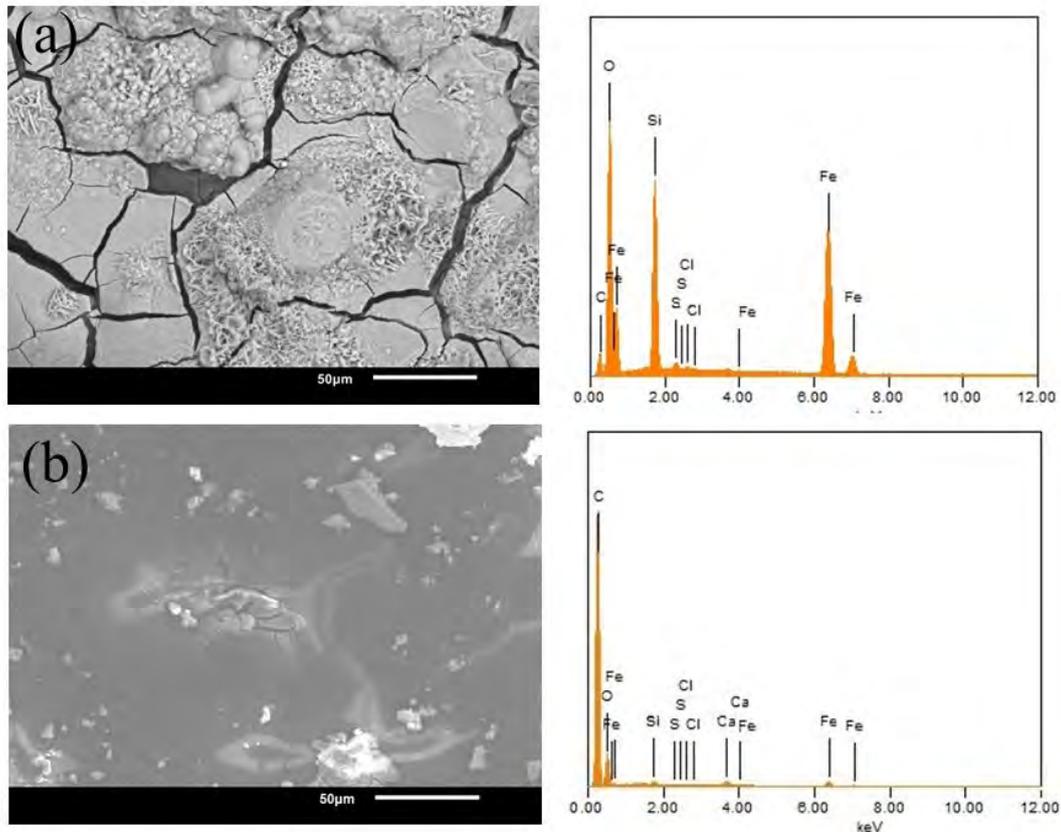


Fig. 11.- Micrografías y EDS de una placa (a) lado expuesto a la radiación solar (b) Lado sin exposición al sol.

ambiente costero, pero no a la radiación solar (figura 11b), presenta una morfología diferente a la figura 11a, ya que no presentó presencia de corrosión a simple vista durante el periodo de exposición, ni agrietamientos en toda la superficie de la placa como el material expuesto a la radiación solar. Sin embargo, al estar expuesto a la temperatura ambiente, a los cambios de humedad y a una menor deposición de contaminantes ambientales, la micrografía muestra una zona con agrietamiento en la película híbrida, sin que se aprecien productos de corrosión como los encontrados en la placa expuesta al sol. Mediante el análisis químico elemental de las placas (EDS) se demuestra la presencia en menor porcentaje de los iones contaminantes y del sustrato metálico en ese lado de la placa: Se encontró Carbono (74.61%), Oxígeno (22.44%), Silicio (0.29%), Azufre (0.03%), Cloro (0.02%), Hierro (1.95%) y Calcio (0.66%).

El agrietamiento de la placa expuesta a la radiación UV puede deberse a la escisión de la cadena del PMMA debido a la absorción de los fotones UV dando lugar a reacciones fotooxidativas reportadas en la literatura [36-37]. El lado de la placa sin exposición a los rayos UV continuo presentando una buena adherencia entre el híbrido y el sustrato.

Se cuantificaron los iones cloruros y dióxido de azufre en los 30 días de exposición en la tabla 3 se muestran los resultados promedios obtenidos para ambos contaminantes. Los niveles de contaminantes se reportan solo como referencia, debido a que deben reportarse como un promedio anual, ya que para tiempos cortos los resultados pueden diferir considerablemente del promedio anual.

TABLA 3.

Determinación de cloruros y de dióxido de azufre

Contaminante	Tasa de deposición (mg/m <sup>2</sup> *día)	Nivel ISO 9223
Iones cloruro Cl <sup>-</sup>	11.2102415	S <sub>1</sub> (3<Sd≤60)
Dióxido de azufre SO <sub>2</sub>	0.63216588	P <sub>0</sub> (Pd≤4)

La cantidad de contaminantes corresponde a un nivel de categoría S<sub>1</sub>(baja 1) y P<sub>0</sub> (muy baja 0) para los iones cloruros y dióxido de azufre respectivamente, por lo que puede considerarse muy poco significativa la influencia de estos contaminantes en el deterioro del recubrimiento híbrido.

#### 4.

#### CONCLUSIONES

El material híbrido Hib50 a base de SiO<sub>2</sub>-PMMA puede utilizarse como capa protectora de placas de acero AISI 1036 para recubrir grandes áreas de manera uniforme y libre de defectos, con la recomendación de evitar la exposición del sustrato a la radiación solar. Ya que en este proceso que se reporta, se consiguió obtener un recubrimiento híbrido de SiO<sub>2</sub>-PMMA sintetizado por el método químico de solgel con espesor de capa anticorrosiva de 30 μm, y potenciales de corrosión de -472.44 Mv.

La ausencia de agrietamientos al dejarlo secar a temperatura ambiente, permite determinar que por la adherencia de

capa y los resultados electroquímicos, el recubrimiento trabaja como una barrera de protección anticorrosiva entre el electrodo y el sustrato de acero AISI 1036. Por lo que el método de aspersión aquí propuesto se recomienda para recubrir estructuras que se encuentran en campo o sitios de trabajo y es sujeto de escalarse para ser utilizado de forma comercial.

### Agradecimientos

La presente investigación se ha desarrollado gracias a los apoyos de los laboratorios de materiales avanzados y de caracterización de la Unidad Chontalpa y la UMDJM de la UJAT, así como en laboratorios de la Universidad Tecnológica de Tabasco, con la intención de fomentar el desarrollo de la ciencia sin fines de lucro, y corresponde al Trabajo de tesis Doctoral del Doctorado en Ciencias con Orientación en: Materiales, Nanociencias y Química Orgánica de la UJAT, con beca académica para estudios de posgrado a la autora por parte de la Universidad Tecnológica de Tabasco.

### Índice de abreviaturas

- 3-(Trimetoxisilil) propil metacrilato (TMSPM)
- American Society for Testing and Materials (ASTM)
- Chemical Vapor Deposition (CVD)
- Espectroscopía de energías dispersas de RX (EDS)
- Espectroscopía infrarroja por Transformada de Fourier (FTIR)
- International Organization for Standardization (ISO)
- Peróxido de benzoilo (BPO)
- Metilmetacrilato (MMA)
- Microscopía electrónica de barrido (MEB)
- Physical Vapor Deposition (PVD)
- Polimetilmetacrilato (PMMA)
- Potencial a Circuito Abierto (OCP)
- Tetraetilortosilicato (TEOS)

### Declaración de conflicto de intereses

Los autores manifiestan que no existe ningún conflicto de intereses con respecto a la autoría, la investigación y/o la publicación de este artículo.

### Referencias

[1] Ramirez Reyes, J.L., Galicia Aguilar, G., Genesca Llongueras, J., Uruchurtu Chavarin, J., & González Mancera, G. (2015) "The Atmospheric Corrosiveness in Veracruz Mexico," *Innovations in Corrosion and Materials Science (Discontinued) (Formerly Recent Patents Corros. Sci.)*, 5(1), 23–30, <https://doi.org/10.2174/2352094905666150514232211>

[2] Lo, C. M., Tsai, L. H., Hu, C. W., & Lin, M. D. (2018). Correlation between Carbon Steel Corrosion and Atmospheric Factors in Taiwan. *Corrosion Science and Technology*, 17(2), 37–44. <https://doi.org/10.14773/CST.2018.17.2.37>

[3] ISO 9223:2012 Corrosion of metals and alloys — Corrosivity of atmospheres — Classification, determination and estimation

[4] Chen, W., Hao, L., Dong, J., & Ke, W. (2014) Effect of sulphur dioxide on the corrosion of a low alloy steel in simulated coastal industrial atmosphere," *Corrosion Science*, 83, pp. 155–163. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2014.02.010>

[5] Yu, Q., Dong, W., Yang, X., Wang, Q., & Zhang, F. (2021) Insights into the corrosion mechanism and electrochemical properties of the rust layer

evolution for weathering steel with various Cl-deposition in the simulated atmosphere, *Mater. Res. Express*, 8(3). <https://doi.org/10.1088/2053-1591/abe8e5>

[6] Lyon, S.B., Bingham, R., & Mills, D.J. (2017) Advances in corrosion protection by organic coatings: What we know and what we would like to know, *Prog. Org. Coatings*, 102(May) pp. 2–7. <https://doi.org/10.1016/j.porgcoat.2016.04.030>

[7] Prasad, G., Chakradhar, R.P.S., Bera, P., Prabu, A.A., & Anandan, C. (2017) Transparent hydrophobic and superhydrophobic coatings fabricated using polyamide 12–SiO<sub>2</sub> nanocomposite. *Surf. Interface Anal.*, 49(5) pp. 427–433. <https://doi.org/10.1002/sia.6175>

[8] Putkonen, M., et al. (2018) Low-temperature atomic layer deposition of SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> multilayer structures constructed on self-standing films of cellulose nanofibrils. *Philos. Trans. R. Soc. A Math. Phys. Eng. Sci.*, 376(2112). <https://doi.org/10.1098/rsta.2017.0037>

[9] Shibli, S.M.A., Meena, B.N., & Remya, R. (2015) A review on recent approaches in the field of hot dip zinc galvanizing process. *Surf. Coatings Technol.*, 262, pp. 210–215. <https://doi.org/10.1016/j.surfcoat.2014.12.054>

[10] Kendig, M., & Mills, D.J. (2017) An historical perspective on the corrosion protection by paints. *Prog. Org. Coatings*, vol. 102, pp. 53–59. <https://doi.org/10.1016/j.porgcoat.2016.04.044>

[11] Puspitasari, P., Alifian, C., Aripriharta, Razak, J. Abd., & Pratama, M. M. A. (2020). Corrosion Resistance Analysis of ST37 Carbon Steel Material Using Phosphate Conversion Coating in Various Immersion Durations. In *Key Engineering Materials (Vol. 851, pp. 61–67)*. Trans Tech Publications, Ltd. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/kem.851.61>

[12] Vilaro, I., Yague, J., & Borrós, S. (2017) Super hydrophobic Copper surfaces with anticorrosion properties fabricated solventless CVD methods. *ACS Appl. Mater. Interfaces*, vol. 9, no. 1, p. 1057–1065. <https://doi.org/10.1021/acsami.6b12119>

[13] Gaona-Tiburcio, C., et al. (2020) Corrosion resistance of multilayer coatings deposited by PVD on Inconel 718 using electrochemical impedance spectroscopy technique. *Coatings*, vol. 10, no. 6, pp. 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2017.11.419>

[14] Xue, Y., Wang, S., Zhao, G., Taleb, A., & Jin, Y. (2019) Surface & Coatings Technology Fabrication of Ni e Co coating by electrochemical deposition with high super-hydrophobic properties for corrosion protection. *Surf. Coat. Technol.*, vol. 363, pp. 352–361. <https://doi.org/10.1016/j.surfcoat.2019.02.056>

[15] Sharifalhosseini, Z., & Entezari, M.H. (2015) The new aspects of the anticorrosive ZnO@SiO<sub>2</sub> core-shell NPs in stabilizing of the electrolytic Ni bath and the Ni coating structure; electrochemical behavior of the resulting nano-composite coatings. *J. Colloid Interface Sci.*, vol. 455, pp. 110–116. <https://doi.org/10.1016/j.jcis.2015.05.047>

[16] Bowling Green State University, "MS 604 - DeVilbiss Corporation Collection," 2014. [Online]. Available: [https://lib.bgsu.edu/finding\\_aids/items/show/149](https://lib.bgsu.edu/finding_aids/items/show/149) [Accessed: 27-Oct-2021].

[17] Provost, M., Raulin, K., Maindron, T., & Gaud, V. (2019) Influence of silane coupling agent on the properties of UV curable SiO<sub>2</sub>-PMMA hybrid nanocomposite. *J. Sol-Gel Sci. Technol.*, vol. 89, no. 3, pp. 796–806. <https://doi.org/10.1007/s10971-018-4861-1>

[18] Tiwari, I., & Mahanwar, P. A. (2019) Polyacrylate/silica hybrid materials: A step towards multifunctional properties. *J. Dispers. Sci. Technol.*, vol. 40, no. 7, pp. 925–957. <https://doi.org/10.1080/01932691.2018.1489276>

[19] Kunst, S.R., et al., (2015) Characterization of siloxane-poly(methyl methacrylate) hybrid films obtained on a tinplate substrate modified by the addition of organic and inorganic acids. *Mater. Res.*, vol. 18, no. 1, pp. 151–163. <https://doi.org/10.1590/1516-1439.299514>

[20] Cao, M., et al., (2019) Preparation of blue-colored Al@SiO<sub>2</sub>@(CuPc-SO<sub>3</sub>)<sub>2</sub> Ba pigments: Different silane coupling agents on the corrosion resistance properties and color performance. *Dye. Pigment.*, vol. 161, pp. 267–276. <https://doi.org/10.1016/j.dyepig.2018.09.066>

[21] Fan, Y., Cao, Y., & Zhang, J. (2019) The Relation between Structure and Corrosion Protection Performance of Hybrid Nanonano-fibrous silica / Sol-Gel Film. *Int. J. Electrochem. Sci.*, vol. 14, pp. 6108–6122. <https://doi.org/10.20964/2019.07.66>

[22] Trentin, A., et al. (2020) Barrier properties of high performance PMMA-silica anticorrosion coatings. *Prog. Org. Coatings*, vol. 138, p. 105398. <https://doi.org/10.1016/j.porgcoat.2019.105398>

[23] Vargas, Harb, S., et al. (2020) PMMA-silica nanocomposite coating: Effective corrosion protection and biocompatibility for a Ti6Al4V alloy. *Mater. Sci. Eng. C*, vol. 110. <https://doi.org/10.1016/j.msec.2020.110713>

[24] Chu, L., et al. (2018) Screen printing large-area organometal halide perovskite thin films for efficient photodetectors. *Mater. Res. Bull.*, vol. 98, pp. 322–327. <https://doi.org/10.1016/j.materresbull.2017.10.039>

[25] ISO 0226:2012 Corrosion of metals and alloys — Corrosivity of atmospheres — Measurement of environmental parameters affecting corrosivity of atmospheres

- [26] ASTM G1 Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens
- [27] ASTM D3359 Standard Test Methods for Rating Adhesion by Tape Test
- [28] Klein, L.C. (1985) Sol-Gel Processing of Silicates, *Ann. Rev. Mater. Sci.*, vol. 15, no. Oc2h 5, pp. 227–248. <https://doi.org/10.1146/annurev.ms.15.080185.001303>
- [29] Nieves, C., Remolina, E.N., Hernández, C.A., Rueda, L.M., Coy, A.E., & Viejo, F. (2017) Síntesis, caracterización y evaluación de la resistencia a la corrosión de recubrimientos híbridos Sol-Gel base TEOS/MPS sobre la aleación AA2050-T8. *Rev. Metal.*, vol. 53, no. 4, e106, Oct. <https://doi.org/10.3989/revmetal.m.106>
- [30] Morales-Acosta, M.D., Alvarado-Beltrán, C.G., Quevedo-López, M.A., Gnade, B.E., Mendoza-Galván, A., & Ramírez-Bon, R. (2013) Adjustable structural, optical and dielectric characteristics in sol-gel PMMA-SiO<sub>2</sub> hybrid films. *J. Non. Cryst. Solids*, vol. 362, no. 1, pp. 124–135. <https://doi.org/10.1016/j.jnoncrysol.2012.11.025>
- [31] De la Cruz, J., *et al.* (2019) Luminescent properties of a hybrid SiO<sub>2</sub>-PMMA matrix doped with terbium. *Opt. Mater. (Amst.)*, vol. 87, pp. 42–47. <https://doi.org/10.1016/j.optmat.2018.06.007>
- [32] M. L. Melgoza-Ramírez and R. Ramírez-Bon, “Microstructural comparison between PMMA-SiO<sub>2</sub> and PMMA-TiO<sub>2</sub> hybrid systems using Eu<sup>3+</sup> as ion-probe luminescence,” *J. Non. Cryst. Solids*, vol. 544, p. 120167, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jnoncrysol.2020.120167>
- [33] J. Lima-Gutiérrez, R. Palomino-Merino, M. L. Arroyo Carrasco, E. Rubio-Rosas, and V. M. Castaño, “Nonlinear optical properties of a MMA-silica nanohybrid material doped with rhodamine 6G,” *J. Nanomater.*, vol. 2013, 2013. <https://doi.org/10.1155/2013/374185>
- [34] B. B. M. Novak, “Hybrid Nanocomposite Materials-Between Inorganic Glasses and Organic Polymers” vol. 5, no. 6, pp. 422–433, 1993. <https://doi.org/10.1002/adma.19930050603>
- [35] E. Del Angel-Meraz, F. Corvo, N. E. Hernandez-Morales, and M. C. Tejero-Rivas, “Particularities of indoor atmospheric corrosion of steel inside electric boxes in the tropical climate of Tabasco, Mexico,” *Indoor Built Environ.*, vol. 0, no. 0, pp. 1–11, 2020. <https://doi.org/10.1177/1420326X20950411>
- [36] K. G. D. C. Monsores, A. O. Da Silva, S. De Sant’Ana Oliveira, J. G. P. Rodrigues, and R. P. Weber, “Influence of ultraviolet radiation on polymethylmethacrylate (PMMA),” *J. Mater. Res. Technol.*, vol. 8, no. 5, pp. 3713–3718, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2019.06.023>
- [37] F. Awaja, S. Zhang, M. Tripathi, A. Nikiforov, and N. Pugno, “Cracks, microcracks and fracture in polymer structures: Formation, detection, autonomic repair,” *Prog. Mater. Sci.*, vol. 83, pp. 536–573, 2016. <https://doi.org/10.1016>

# El desmantelamiento de los viaductos del enlace de Sabino Arana en Bilbao

## *The Dismantling of the Viaducts of the Sabino Arana Junction in Bilbao*

José Manuel Baraibar Díez<sup>\*,a</sup> Pedro Rivas de Apráiz<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Viuda de Sainz, S.A. Departamento Técnico y de Innovación. (Bizkaia, España)

<sup>b</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Interbiak S.A. Departamento de Construcción. (Bizkaia, España)

Recibido el 2 de agosto de 2022; revisado el 27 de febrero de 2023; aceptado el 23 de mayo de 2023

### RESUMEN

En el presente artículo se describen las obras de desmantelamiento de los viaductos del enlace de Sabino Arana, en Bilbao. Este enlace se componía de varias estructuras yuxtapuestas, de hormigón pretensado, que conectaban la autopista A-8 con el centro de la ciudad. Para llevar a cabo la demolición se emplearon dos procedimientos diferenciados. Por una parte, los tableros de menor altura se demolieron vano a vano de forma directa empleando retroexcavadoras equipadas con martillos hidráulicos, demoledores primarios y cizallas. El resto de vanos, bien por su mayor altura o por la cercanía a viviendas u otras infraestructuras sensibles, se desmantelaron siguiendo un procedimiento de corte con hilo de diamante, izado con una grúa de celosía de gran tonelaje y apoyo en el suelo, en donde se finalizaba su demolición empleando equipos mecánicos tradicionales. La actuación ha conseguido recuperar para el uso vecinal un ámbito de más de 43 000 m<sup>2</sup>, situado en una zona próxima al centro de la ciudad.

**PALABRAS CLAVE:** Demolición de puente, desmantelamiento, hilo de diamante, grúa de gran tonelaje, árido reciclado.

©2023 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

This article describes the dismantling works of the viaducts of the Sabino Arana junction in Bilbao. This link consisted of several juxtaposed prestressed concrete structures that connected the A-8 motorway with the city centre. Two different procedures were used to carry out the demolition. On the one hand, the lower decks were demolished span by span directly using backhoes equipped with hydraulic breakers, primary demolishers and demolition shears. The rest of the spans, either because of their greater height or because of their proximity to buildings or other sensitive infrastructures, were dismantled using a procedure consisting of diamond wire cutting by sections, hoisting with a heavy-duty lattice crane and supporting on the ground, where their demolition was completed using traditional mechanical equipment. These demolition works have served for recovering for neighbourhood use an area of more than 43 000 m<sup>2</sup>, located close to the city centre.

**KEYWORDS:** Bridge demolition, dismantling, diamond wire, large tonnage crane, recycled aggregate.

©2023 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

## 1. INTRODUCCIÓN

La puesta en servicio en 2013 de los nuevos accesos a Bilbao desde la Autopista A-8 por San Mamés ha posibilitado la anulación de la antigua entrada por el enlace de la calle Sabino Arana (figura 1). Este enlace, que se construyó en 1975, se materializaba con un conjunto de viaductos de hormigón

pretensado que, en un desarrollo en planta de 450 m, unían la autopista con el corazón mismo de la ciudad. La demolición de los viaductos de este enlace, que en sus últimos años de servicio presentaba una intensidad media diaria de 80 000 vehículos, ha conseguido un doble objetivo: por una parte, evi-

\* Persona de contacto / Corresponding author:  
Correo-e / e-mail: [jmbaraibar@viudadesainz.com](mailto:jmbaraibar@viudadesainz.com) (José Manuel Baraibar)



Figura 1. Plano de accesos a la ciudad de Bilbao desde la autopista A-8. En verde, nuevo acceso por San Mamés. En rojo, acceso eliminado por la calle Sabino Arana.

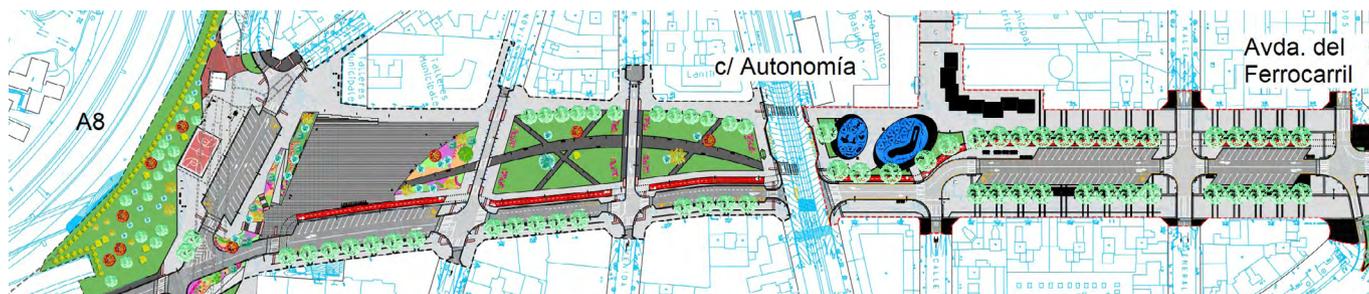


Figura 2. Planta del proyecto de reurbanización de la calle Sabino Arana tras la demolición de los viaductos.



Figura 3. Vista de los ramales de acceso del viaducto antes de la demolición (izda.) Vista del tronco principal del enlace antes de la demolición (centro). Vista de la calle Sabino Arana tras la demolición de los viaductos (dcha.).

tar un foco de contaminación tanto atmosférica como acústica dentro de un entorno muy densamente poblado y, por otra, recuperar espacio para una urbanización más amable con el peatón en una zona de trama urbana muy madura [1].

Esta actuación ha conseguido recuperar un ámbito de 43 090 m<sup>2</sup>, cuya reurbanización se ha acometido en dos fases: una primera fase entre la Avenida del Ferrocarril y la calle

Autonomía (con casi 18 000 m<sup>2</sup>), y una segunda fase entre esta última y los taludes de la autopista A-8 (figura 2). La liberación de este espacio ha permitido un nuevo diseño de urbanización priorizando el protagonismo del peatón, evitando el efecto frontera y garantizando la permeabilidad transversal de sus trayectos [2]. Los viaductos no habían alcanzado su vida útil y no presentaban daños o deterioros importantes.

La decisión de su demolición fue eminentemente urbanística y de reordenación del tráfico. La nueva urbanización alberga zonas de ocio, de estancia, viales, aparcamiento en superficie, carril bici, zonas verdes, juegos infantiles y arbolado [3].

En el presente artículo se describe el procedimiento empleado para demoler el conjunto de los viaductos que conformaban el enlace de Sabino Arana (figura 3). El proyecto ha contemplado la demolición de los tableros de hormigón pretensado de diferentes secciones tipo y vanos con luz media de 25 m; la demolición de las pilas que soportaban los tableros, con alturas variables entre 5 y 18 m; la excavación del estribo principal de acceso desde Bilbao; la retirada de toda la superestructura de los tableros, especialmente los elementos de protección acústica y los elementos de contención y, finalmente, la retirada del material resultante de la demolición y la limpieza de toda la zona ocupada por las obras [4].

El procedimiento de demolición se considera de interés por el elevado número de condicionantes que presentaba, al situarse la estructura dentro de una malla urbana consolidada. Los principales condicionantes se enumeran a continuación: afección a la circulación peatonal, de vehículos y de líneas de transporte público (autobús municipal y comarcal, y tranvía); afección eventual de las cargas de la maquinaria auxiliar a una línea soterrada de FEVE; desarrollo de trabajos con maquinaria pesada en la proximidad de viviendas habitadas; corte temporal de calles y desvíos de tráfico, así como interferencias significativas en varios servicios (saneamiento, abastecimiento, líneas eléctricas y de alumbrado).

## 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE DESMANTELAMIENTO

### 2.1. Descripción de la estructura y criterio de demolición

En abril de 1975 se inauguró la primera fase del enlace de Sabino Arana, entonces enlace de José Antonio, como parte de la Solución Sur de Bilbao, que se proyectó para comunicar la capital con la autopista A-8. Los viaductos de Sabino Arana se dividían en cuatro estructuras, denominadas T1, T3, T4 y T5 (figura 4). Estas estructuras estaban formadas a su vez por varios tramos yuxtapuestos que se encontraban independizados entre sí mediante juntas de dilatación. Los puentes pre-



Figura 4. Vista de los 4 ramales principales del enlace de la calle Sabino Arana.

Tablero	Tipología sección tipo	Nº vanos (L <sub>med</sub> ~ 25 m)	Long total aprox. (m)
T 1.1	Losa aligerada postesada de canto constante de 1,1 m y ancho de tablero igual a 13,1 m	4 (L <sub>med</sub> ~ 30 m)	116,57
T 1.2		4 (L <sub>med</sub> ~ 30 m)	106,20
T 1.3	Losa nervada postesada de canto constante e igual a 1,1 m y ancho de tablero variable	5 (L <sub>med</sub> ~ 25 m)	123,95
T 1.4		5 (L <sub>med</sub> ~ 30 m)	136,41
T 3.1	Losa aligerada postesada de canto constante de 1,1 m y ancho de tablero igual a 13,1 m	4 (L <sub>med</sub> ~ 25 m)	82,82
T 3.2		3 (L <sub>med</sub> ~ 30 m)	70,00
T 3.3	Losa nervada postesada de canto constante e igual a 1,1 m y ancho de tablero variable	5 (L <sub>med</sub> ~ 25 m)	119,13
T 3.4		6 (L <sub>med</sub> ~ 30 m)	161,49
T 4.1	Losa aligerada postesada de canto constante de 1,1 m y ancho de tablero igual a 11,6 m	7 (L <sub>med</sub> ~ 25 m)	169,57
T 5.1		4 (L <sub>med</sub> ~ 30 m)	106,57
T 5.2	Tablero nervado bñjácena de canto constante de valor 1,8 m y anchura total igual a 11,6 m	4 (L <sub>med</sub> ~ 40 m)	135,50

Figura 5. Identificación de las estructuras con su sección tipo, nº de vanos, luz media y longitud total aproximada.

sentaban una tipología principal de losa pretensada, aligerada o nervada, de canto constante y ancho variable en función de las necesidades del trazado (figura 5 y figura 6).

La subestructura estaba compuesta por estribos y pilas de diferentes tipologías (figura 7). Los estribos eran de hormigón armado, de tipo cerrado, alguno de ellos con muros asociados sin interés estructural. Las pilas eran de seis tipos. La pila “Tipo 1” era de hormigón armado y pretensado, con un único fuste de sección rectangular constante rematado en coronación mediante un cabezal, que disponía en su parte central de un nervio transversal pretensado. La pila “Tipo 2” era una pila pórtico de hormigón armado y pretensado, con fustes de espesor variable. La pila “Tipo 3” era de hormigón armado, con un único fuste de sección rectangular que finalizaba en un cabezal formado por una sección inferior circular y una sección superior rectangular. La pila “Tipo 4” era de hormigón armado y pretensado, con un único fuste de sección rectangular, con un lado de dimensión variable y otro constante. En la zona superior la sección se dividía en dos fustes de sección rectangular unidos por un macizo. La pila “Tipo 5” era similar a la “Tipo 1”, salvo la dirección del cabezal con el que se remata el fuste, que en este caso se orientaba según el sentido longitudinal del tablero. Finalmente, la pila “Tipo 6” era de hormigón armado, con dos fustes separados de sección rectangular. Las pilas presentaban una altura máxima sobre rasante de 18 m.

En total se contabilizaban 51 vanos, con una luz media de 25 m. La longitud total de tableros era de 1324 m, con una superficie de 23 850 m<sup>2</sup> repartidos en 14 357 m<sup>2</sup> correspondientes al tronco principal y 9493 m<sup>2</sup> correspondientes a los ramales.

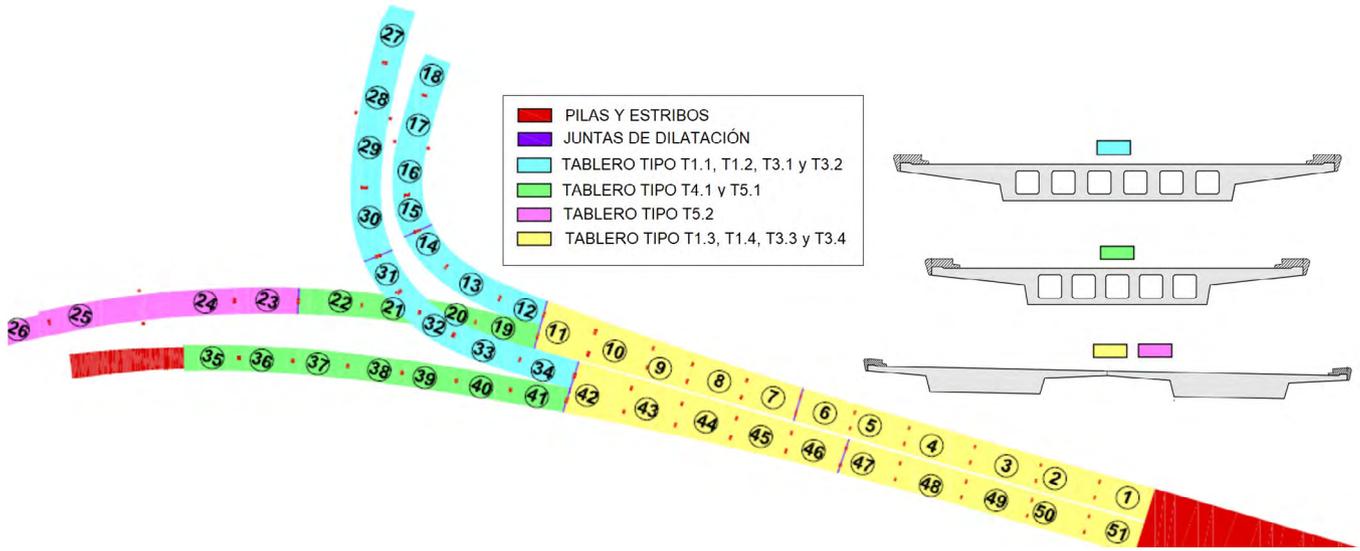


Figura 6. Localización en planta de tipologías estructurales en el enlace de Sabino Arana.

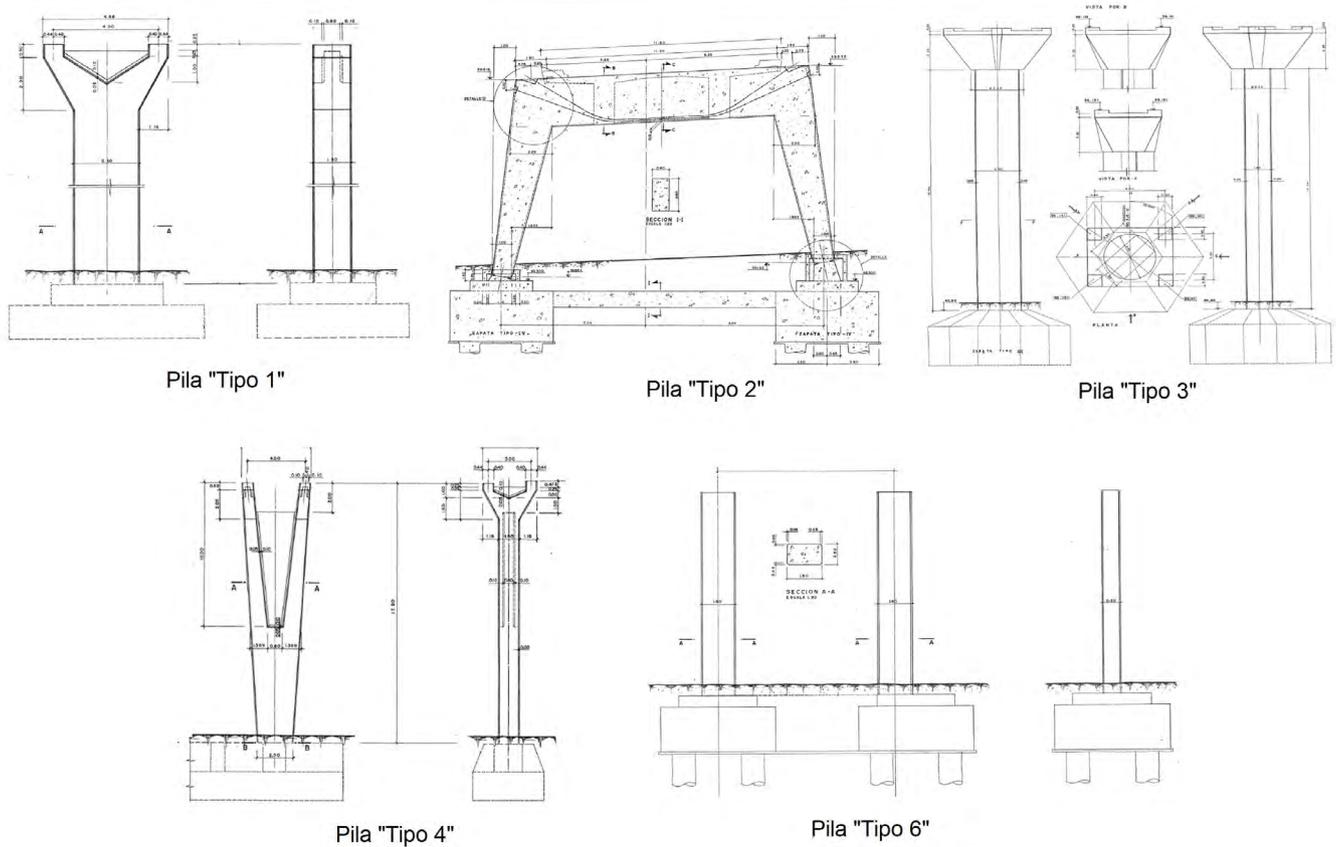


Figura 7. Diferentes tipologías de pilas en el enlace de Sabino Arana.

En toda demolición es preciso considerar la existencia de una serie de riesgos, algunos presentes en cualquier obra de esta tipología, y otros según las especificidades de cada una de ellas [5]. En el desmantelamiento de los viaductos del enlace de Sabino Arana, al tratarse de una demolición en un entorno urbano, se tomaron precauciones adicionales respecto a las habituales en este tipo de trabajos, ya que cualquier fallo o descontrol en la operación podría haber ocasionado daños muy graves a personas, edificios o equipamientos urbanos. La elección del tipo de demolición, por lo tanto, estuvo

condicionada por esta característica, descartándose desde el principio la demolición con explosivos. Los riesgos de ruido y vibraciones se mitigaron estableciendo un horario de trabajo compatible con la dinámica urbana. Para mitigar los riesgos de polvo y proyecciones se regaron periódicamente los acopios y las zonas de trabajo. Además de estos riesgos generales, se consideraron especialmente la altura de los tableros sobre el suelo, la cercanía a edificaciones existentes y la cercanía a infraestructuras singulares. Bajo los tableros se identificaban las siguientes infraestructuras:

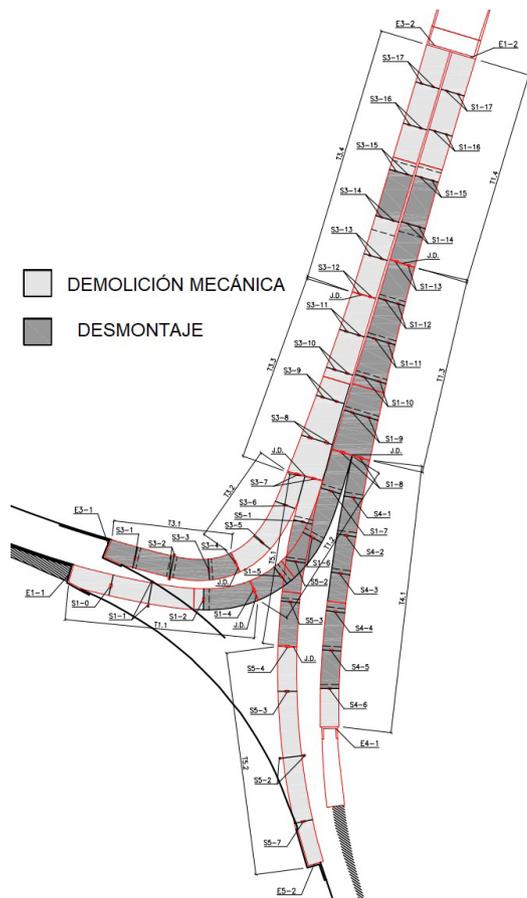


Figura 8. Identificación de procedimientos de demolición desarrollados en cada tramo de estructura.

- Carretera (ramal de autovía A-8). Situada bajo los viaductos T1.1 y T5.1. Durante los trabajos de demolición se cortó temporalmente el tráfico, además de protegerse mediante una cama de arena para evitar la destrucción total o parcial de su firme y pavimento.
- Soterramiento de línea de FEVE. Se localiza bajo los tableros T1.1, T3.1, T4.1 y T5.1. La escasa distancia de soterramiento (en algún punto inferior a 2 m) imponía un método de demolición que evitase la eventual proyección de fragmentos pesados que pudieran afectar a esta estructura. El posicionamiento de las grúas y de las zonas de acopio tuvo en cuenta la existencia de esta infraestructura subterránea, al objeto de guardar una distancia mínima de seguridad y evitar posibles interferencias sobre la misma.
- Tranvía. Se sitúa bajo los viaductos T1.4 y T3.4, a lo largo de la calle Autonomía.

Habida cuenta de los condicionantes antedichos, especialmente el cruce con otras infraestructuras transversales, se emplearon principalmente dos sistemas de demolición: demolición por medios mecánicos desde el suelo y desmontaje mediante izado, corte y bajada de tramos de estructura al suelo, en donde se terminaba con una demolición mecánica tradicional. En la figura 8 se indica qué procedimiento se siguió en cada vano de la estructura. La descripción pormenorizada de cada procedimiento de demolición se desarrolla en el apartado 3.



Figura 9. Retirada de pantallas acústicas (Izda.) y aprovechamiento en otras zonas de la autovía A-8 (Dcha.).

## 2.2. Fases de ejecución

Antes de demoler las estructuras se retiraron las barreras de seguridad y las barandillas metálicas situadas en los bordes del tablero. También se retiraron las barreras acústicas, más altas que las anteriores y que se situaban únicamente en los bordes anexos a las viviendas más cercanas a las estructuras. Estas pantallas fonoabsorbentes se repintaron y aprovecharon recolocándose en distintos puntos de la autopista A-8, entre las localidades de Basauri y Ermua (figura 9).

Posteriormente, al objeto de minimizar las cargas muertas sobre la estructura, se fresó y retiró el pavimento de mezcla bituminosa. Tras esta operación, se llevó a cabo la demolición de la estructura por fases, comenzando desde la Avenida del Ferrocarril, en donde la estructura tenía menor altura, y avanzando posteriormente hacia zonas de mayor altura de rasante, en la cercanía de la unión con la autopista A-8. La duración total de la obra fue de 8 meses (figura 10).

El comienzo desde la zona de estructura con menor cota permitía ir liberando tramos urbanos entre manzanas de forma paulatina y ordenada, al objeto de recuperar lo antes posible los itinerarios de paso habituales, tanto peatonales como de vehículos, que tenían que desviarse en cada fase a consecuencia de los trabajos de demolición.

## 3. PRINCIPALES ESTRATEGIAS DE DEMOLICIÓN

### 3.1. Demolición tradicional por medios mecánicos desde el suelo

La demolición por medios mecánicos se efectuó con dos equipos de tres retroexcavadoras de 30 t equipadas con martillos hidráulicos de 1500 kg, demoledores primarios y cizallas. Este procedimiento de demolición, empleado en 25 vanos de los 51 totales, ha tratado de maximizarse en la medida de lo posible respecto al procedimiento de desmontaje mediante grúas de gran tonelaje, por su mayor velocidad de ejecución y menor coste relativo.

Antes de comenzar los trabajos, se protegía el terreno circundante mediante la extensión de una cama de arena de 30 cm de espesor, con el ánimo de evitar daños ante el eventual impacto del material sobre el pavimento existente. La demolición se realizaba mediante la trituración de los elementos de hormigón con el martillo rompedor y el demoledor primario, que realizaba la descomposición del material por aplastamiento, produciendo la rotura de la adherencia entre la fracción de hormigón y la ferralla. En las zonas de los tendones

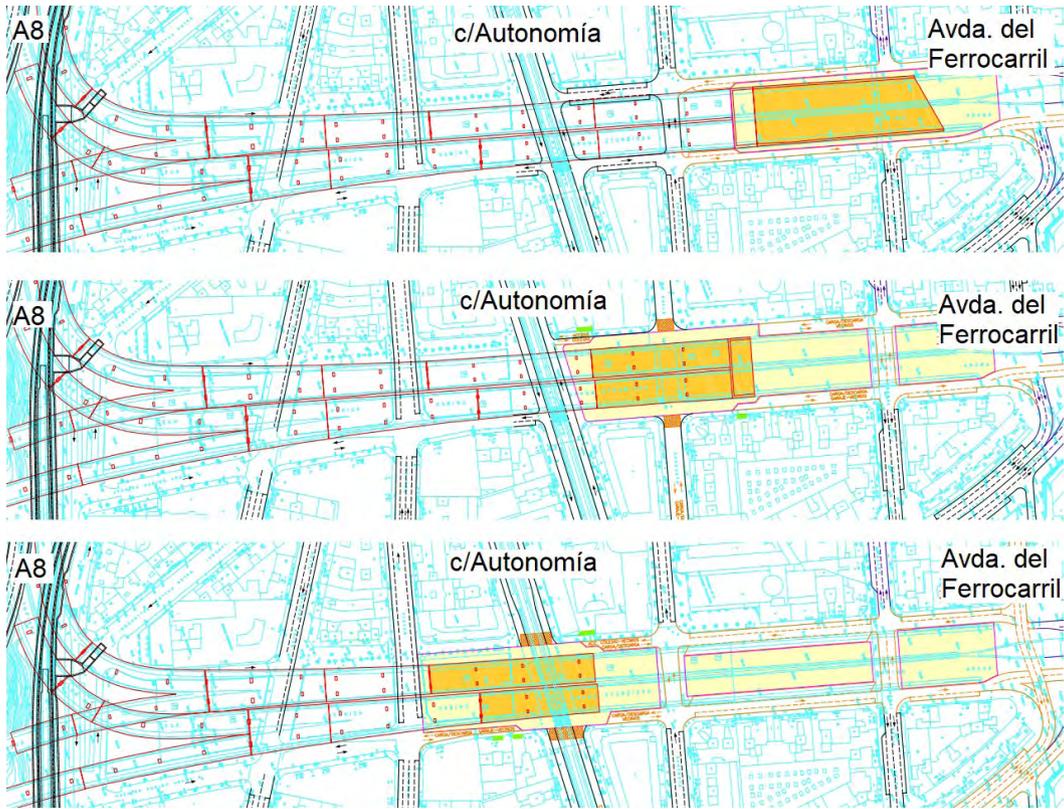


Figura 10. Capturas en planta del avance de la demolición, entre la Avda. del Ferrocarril y la autopista A-8.



Figura 11. Equipo de demolición mecánica.

de pretensado, ocasionalmente se empleaba una máquina de corte por oxiacorte, como ayuda al martillo y al demolidor.

El orden de demolición consistió generalmente en el picado de las pilas en sus zonas superiores para poder hacer descender los tableros al suelo. Para ejecutar esa operación, la máquina siempre trabajaba fuera de la huella del tablero, en una zona ya demolida. Previamente se generaba una rótula entre el vano a demoler y el vano contiguo, de modo que se favorecía el movimiento, controlando además el punto de rotura. El tramo de tablero que quedaba por demoler iba descendiendo y pivotando sobre la rótula, facilitando la continuidad de la demolición. El procedimiento se ilustra de forma detallada en la [figura 12](#).

Cabe destacar que todo el material obtenido a partir de la demolición pudo emplearse en otros usos. Todos los tipos de acero, corrugado, estructural y de postesar se reciclaron a través de gestores autorizados. El residuo de demolición de hormigón se cribó para transformarlo en árido reciclado de tipo AR-H [6], y se empleó para la generación de explanadas en diferentes obras municipales de Bilbao así como para relleno de los cajones del dique de cruceros de Getxo, en el Puerto de Bilbao. El rendimiento medio de cada equipo de demolición fue de 250 t diarias.

### 3.2. Desmontaje mediante izado con grúa y corte con hilo de diamante

El desmontaje de los tableros que se situaban a mayor altura sobre el suelo (a partir de 10 m) o cercanos a viviendas u otras infraestructuras críticas, como el tranvía o la línea soterrada de FEVE, se efectuó con ayuda de una grúa de gran tonelaje, concretamente una grúa de celosía Liebherr de 1350 t (LR11350). Este procedimiento de demolición se empleó en 26 vanos de los 51 totales. Consistió en el enganche, corte, izado y bajada de los tramos de tablero hasta el suelo, en donde, en una zona segura, se demolían empleando los equipos de demolición mecánica descritos en el apartado anterior.

Este procedimiento presentaba la ventaja de generar una mínima afección a terceros, evitando riesgos de proyección de polvo y partículas que pudieran desprenderse de la demolición mecánica en altura ([figuras 13 y 14](#)). Por el contrario, resultó un procedimiento más lento y con mayor coste relativo que la demolición mecánica, y cuyas maniobras precisaron un estudio y diseño exclusivo para cada vano desmantelado,

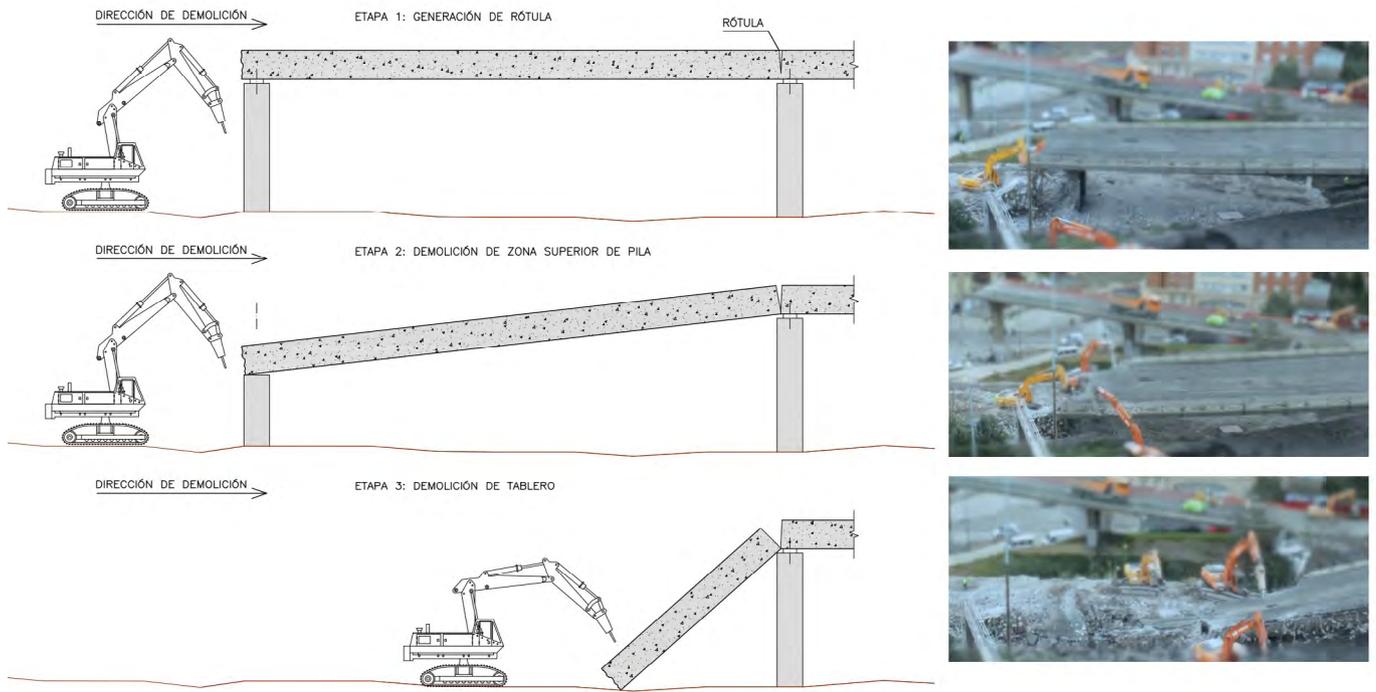


Figura 12. Procedimiento de demolición mecánica en vanos con altura inferior a 10 m.



Figura 13. Ejemplo de demolición con grúa en la cercanía de viviendas.

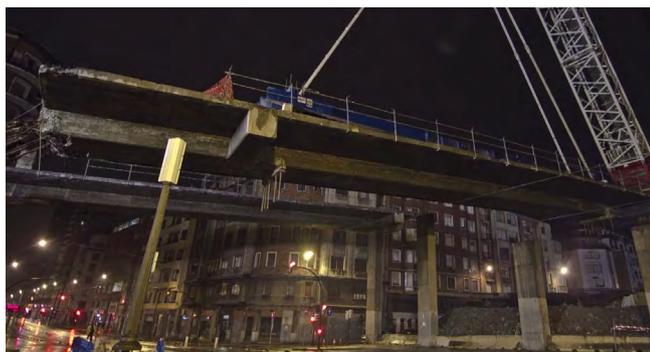


Figura 14. Ejemplo de demolición con grúa en horario nocturno para evitar afcción a línea de Tranvía.

adaptado a las particularidades del entorno específico en el que situaba cada uno de ellos.

En primer lugar se redactó un documento técnico específico con el plan de demolición en el que se definieron las

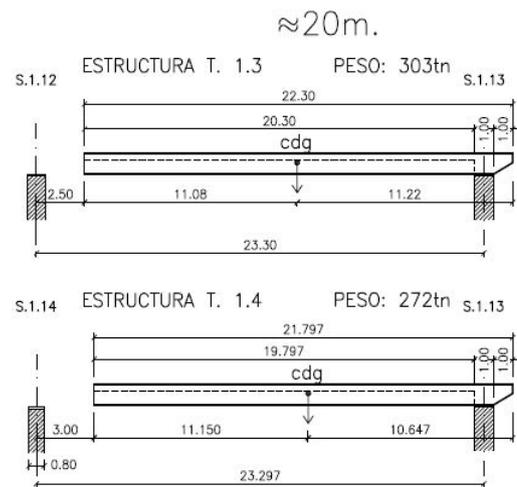


Figura 15. Ejemplo de determinación de tramos de tablero, incluyendo peso global estimado y posición de centro de gravedad.

dimensiones exactas de cada uno de los 26 vanos que iban a desmantelarse empleando este procedimiento. Para cada uno de los tramos en los que se dividían las operaciones de izado se calculó su peso global y la posición de su centro de gravedad, teniendo en cuenta su sección tipo a lo largo de cada eje longitudinal de cada viaducto, considerando las diferentes variaciones en las leyes de pesos por los recrecidos en la zona de apoyos y la existencia de zonas de rigidización sin aligeramientos en las cercanías de las pilas (figura 15).

Al objeto de racionalizar el empleo de los medios auxiliares, se trató de aproximar cada uno de los tramos de tablero a longitudes próximas a 20, 24, 26 o 30 m.

Teniendo en cuenta el orden de magnitud de las cargas de trabajo, de entre 272 y 722 t, uno de los principales retos de la obra consistió en determinar con precisión suficiente

el centro de gravedad de cada pieza. De este modo podría situarse de forma apriorística el punto de enganche de la grúa sobre la vertical del centro de gravedad de cada pieza a izar, al objeto de evitar giros indeseados de cada tramo de tablero en el momento de su entrada en carga al separarse del cuerpo monolítico del viaducto.

Otro de los retos técnicos fundamentales de la obra de desmantelamiento, y la principal innovación en el proyecto, consistió en el diseño y la fabricación de un bastidor metálico modular que permitía, al colocarse en la horizontal, el empleo de tirantes de longitud fija desde el punto de enganche de la grúa hasta los puntos de izado. Este tipo de tirantes son más seguros en este rango de cargas de trabajo que las eslingas, si bien estas últimas presentan la ventaja de deslizar respecto al punto de enganche, facilitando el alineamiento entre este punto y el centro de gravedad de cada pieza de izado sin producirse giros indeseados.

El bastidor metálico posibilitó el empleo de dos únicos grupos de tirantes de longitud fija en todas las operaciones de izado, ya que permitía absorber la pendiente del viaducto, evitando situaciones como la que se ilustra en la [figura 16](#).

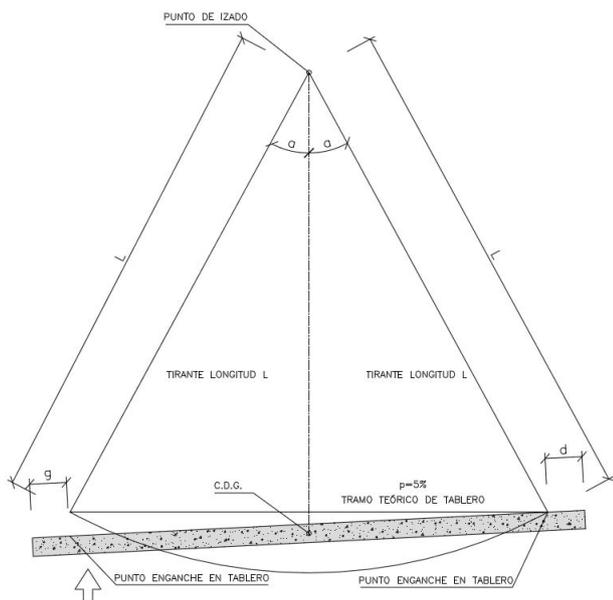


Figura 16. Ejemplo de uso ineficaz de tirantes de longitud fija en caso de tablero con pendiente.

El bastidor metálico se conectaba en cada tramo de tablero a desmontar, situándose de forma horizontal con la generación de una peana de apoyo de hormigón que salvase el desnivel propio de la pendiente del viaducto, como máximo del 5%. Esta peana de apoyo de hormigón también podía compensar la pendiente transversal del mismo ([figura 17](#)).

Tras esta operación, el bastidor y el tablero se solidarizaban mediante la disposición de tres barras tipo Dywidag de  $\phi 47$  mm por tirante, de 950 MPa de límite elástico, que se pretensaban para evitar movimientos entre ambos elementos ([figuras 18 y 19](#)). Una vez solidarizados, se enganchaban los tirantes de la grúa de gran tonelaje hasta conseguir una mínima entrada en carga.

Posteriormente se separaba el tramo a izar respecto del resto del viaducto efectuando un corte transversal con hilo



Figura 17. Vista general de bastidor metálico y peanas para absorber el cambio de pendiente.



Figura 18. Perforación de orificios en el tablero para enfielar las barras Dywidag.



Figura 19. Operación de enhebrado de barras Dywidag en el tablero



Figura 20. Corte con hilo diamantado.



Figura 21. Desplazamiento de tramo de tablero tras su separación del resto de estructura.



Figura 22. Posado de tramo de tablero en el suelo, previo a acometer su demolición mecánica.

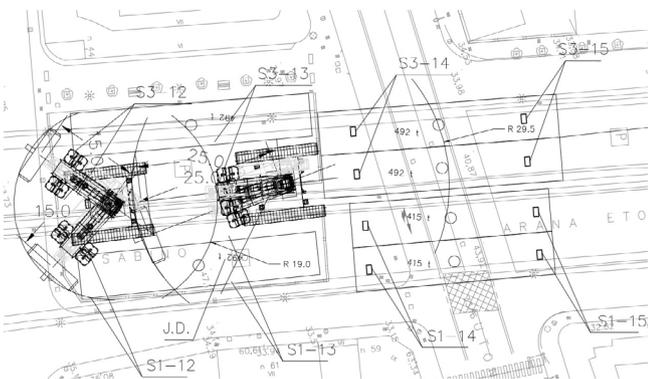


Figura 23. Simulación en planta de la posición de la grúa de gran tonelaje durante una de las maniobras de izado.

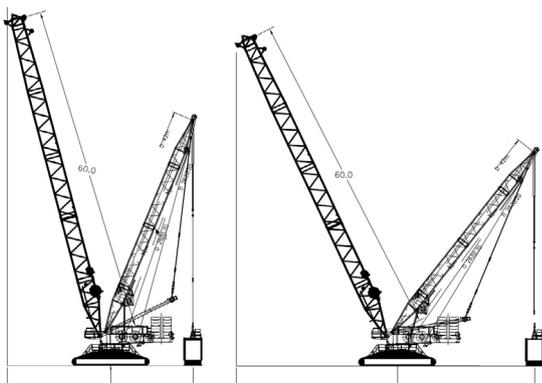


Figura 24. Posiciones inicial y final de la grúa en la denominada “maniobra 7”, de izado de los tramos T1.4 y T3.4, con un contrapeso de 200 + 600 t.

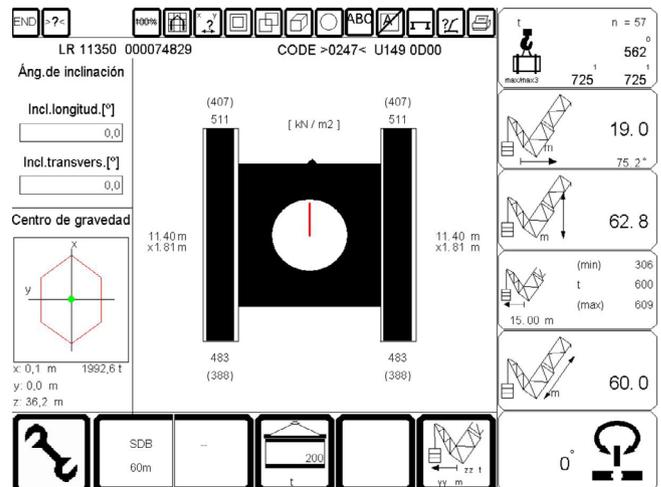


Figura 25. Simulación de operación de izado y presiones de trabajo.

diamantado (figura 20). Las posiciones de los cortes trataron de aproximarse a los puntos de menor esfuerzo. En este momento el tramo de tablero se liberaba del resto de la estructura y podía izarse y desplazarse hasta una zona segura en el suelo, en donde se acometía su demolición mecánica (figuras 21 y 22). Para evitar impactos accidentales durante el izado, se emplearon cables auxiliares que permitieron compensar los pequeños giros indeseados hasta situar cada tramo sobre el suelo (figura 21).

Antes de proceder a cada operación de izado, la localización prevista en cada momento de la grúa de gran tonelaje se proyectaba tanto en planta (figura 23), como en alzado (figura 24), verificándose la ausencia de interferencias con los edificios y otras infraestructuras urbanas circundantes. Los izados y desmontajes de cada uno de los 26 vanos que se demolieron empleando este procedimiento se agruparon en 14 maniobras diferenciadas.

Además de la comprobación de la posibilidad geométrica de cada maniobra, se simularon en cada una de ellas las condiciones reales de carga en todas las maniobras, obteniéndose las presiones de trabajo teóricas bajo las orugas, que posteriormente pudieron compararse con las presiones reales (figura 25).

Se obtuvo una presión de pico máxima en el extremo de la oruga de 5.73 kg/cm<sup>2</sup>, con tensiones medias en las maniobras del orden de 3.9 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.3. Diseño de elementos auxiliares

Para poder efectuar las maniobras necesarias con la grúa de celosía de forma eficiente, tratando por una parte de homogeneizar la tipología de operaciones de desmontaje y por otra de emplear siempre los mismos grupos de tirantes, se diseñaron, además del bastidor metálico ya apuntado en el apartado anterior, diversas estructuras auxiliares, que se representan de forma esquemática en la figura 26.

Estas estructuras auxiliares y sus elementos principales se describen a continuación:

- Un útil superior para el enganche y direccionamiento de los tirantes al gancho de la grúa, que actuaba como rótula. En el triángulo superior y en el trapecio intermedio se empleó acero S355 J0, y para el elemento de cambio de





Figura 28. Imagen general de bastidor metálico.

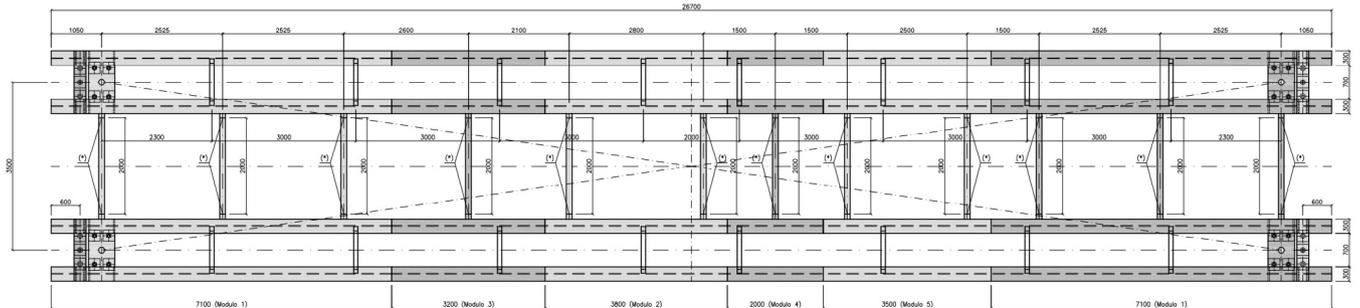


Figura 29. Planta de bastidor metálico.

Estructura	P. Inicial	P. Final	Peso (t)
T4.1	S4.4	S4.3	414
T4.1	S4.3	S4.2	414
T4.1	S4.2	S4.1	414
T4.1	S4.1	S1.8.2	414
T1.3	S1.8	S1.9	576
T1.3	S1.9	S1.10	462
T1.3	S1.10	S1.11	414
T1.3	S1.11	S1.12	372
T5.1	S5.3	S5.2	431
T5.1	S5.2	S5.1	440
T1.1	S1.2	S1.4	722
T1.2	S1.5	S1.6	664
T1.2	S1.6	S1.7	652
T1.4	S1.15	S1.14	462
T3.4	S3.15	S3.14	458
T5.1	S5.4	S5.3	543

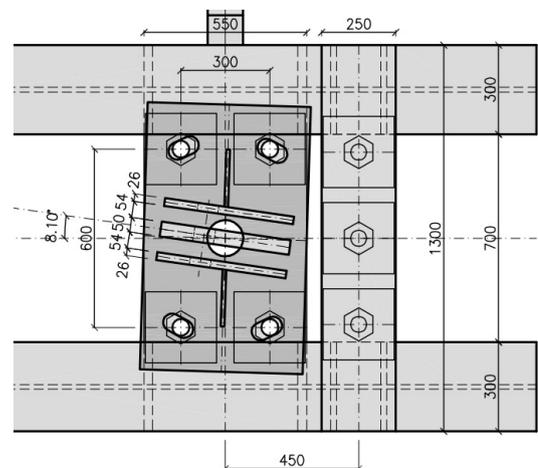


Figura 30. Orejetas de cambio de dirección de tirantes.

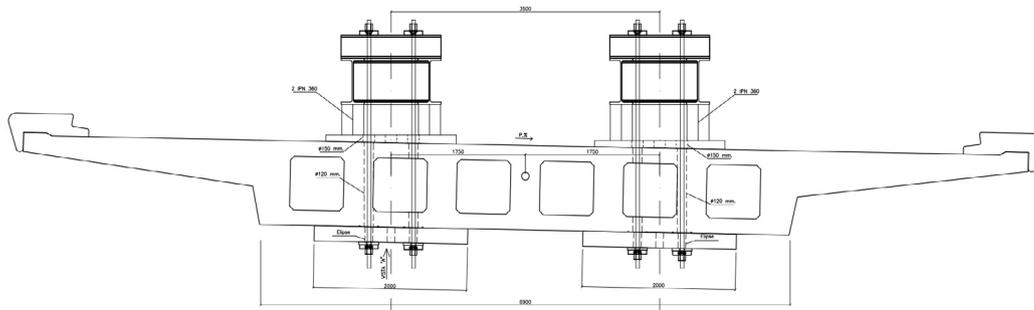


Figura 31. Sección transversal ilustrativa de la unión entre las barras, el bastidor y el tablero.



Figura 32. Vista general de la calle Sabino Arana durante la fase de demolición de los viaductos.

#### 4. CONCLUSIONES

En la fecha de diseño y construcción del enlace de Sabino Arana, la primera parte de la década de 1970, no era habitual contemplar dentro del proyecto de estructura su fase de demolición y fin de vida, y mucho menos tener en cuenta estrategias de reutilización o remanufactura de los elementos proyectados, hoy en día tan en boga en el contexto de la búsqueda de la economía circular, que impregna ya todos los ámbitos de la práctica ingenieril moderna.

El desmantelamiento de estos viaductos ha exigido por lo tanto la redacción de un proyecto específico [4], en el que se plantearon dos tipologías diferentes de demolición.

El desmantelamiento de esta estructura (figura 32), sita en un ámbito urbano muy consolidado, ha supuesto un reto de orden técnico, que ha exigido una planificación muy cuidadosa de cada operación de demolición, corte e izado de grúa, y también un reto de coordinación entre las diferentes administraciones afectadas (gestor de la autopista, gestor de vialidad municipal, gestor de tranvía, gestor de FFCC de cercanías y compañías de servicios) para tratar ante todo de minimizar las afecciones a los vecinos de las zonas aledañas al ámbito de actuación.

#### Referencias

- [1] Domingo, F. (2013) Bilbao abre una nueva puerta de entrada con la despedida del "scalextric" con la A-8 (17 de mayo de 2013). El País
- [2] Ayuntamiento de Bilbao. (2014). Boletín de información de la Villa de Bilbao. XCII 2014.
- [3] Ayuntamiento de Bilbao. (2014). Proyecto de recuperación integral de Sabino Arana. Tramo: Avenida del Ferrocarril-Autonomía. Saitec, 2014.
- [4] Interbiak – Diputación Foral de Bizkaia. (2013). *Proyecto de construcción del desmantelamiento de los viaductos del enlace de Sabino Arana*. UTE Dair, Geoconsult, CVIngeniería y Silga. 2013.
- [5] Barsottelli, M., & Avci, O. (2013). Fundamentals of Highway Bridge Demolition. 680-688. <https://doi.org/10.1061/9780784412848.060>.
- [6] Asociación Española de Normalización y Certificación. (2008). *Áridos para capas granulares y capas tratadas con conglomerados hidráulicos para uso en capas estructurales de firmes* (UNE-EN 13242:2003+A1:2008).

#### Principales intervinientes y datos de la obra

Propiedad	Interbiak – Diputación Foral de Bizkaia
Autor del proyecto	UTE Dair – Geoconsult – CV Ingeniería – Silga
Adjudicatario	UTE Viuda de Sainz - Proyectos y obras Pabisa - Orion
Medios de elevación	Grúas Usabiaga
Presupuesto de la obra	2.784.994,80 € (IVA Incluido)
Plazo de ejecución	8 meses
Fecha de finalización	2014

# Linear Concrete Tension Stiffening Model for Reinforced Concrete Elements

## *Modelo lineal de la rigidez a tracción del hormigón para elementos de hormigón estructural*

Luisa Hdz-Gil<sup>\*a</sup>, Enrique Hernández-Montes<sup>b</sup>

<sup>a</sup> School of Civil Engineers, University of Granada

<sup>b</sup> Professor. School of Civil Engineers, University of Granada

Recibido el 5 de agosto de 2022; revisado el 2 de noviembre de 2022; aceptado el 10 de enero de 2023

### ABSTRACT

Nowadays, linear expressions for the tension stiffening of concrete are widely used in structural analysis software packages. Nevertheless, more complex expressions of tension stiffening available in the literature have been used successfully in the past. The use of linear approximations is justified since the influence of the tension stiffening effect on the deformation of a structure is small but not negligible. Therefore, linear approximations are simpler and can be accurate enough. However, the linear approximation, in its present form, does not provide good results in terms of deformations of reinforced concrete beam-column elements. This paper proposes a linear expression of tension stiffening supported by the experimental formulation used to predict the flexural behavior of concrete beams. A detailed example is presented.

KEYWORDS: Tension stiffening of concrete; deflections of RC elements; concrete model.

©2023 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

Expresiones lineales de la rigidez a tracción del hormigón están siendo ampliamente utilizadas en paquetes de software de análisis estructural. Sin embargo, en el pasado se han utilizado con éxito expresiones más elaboradas de la rigidez a tracción del hormigón. El uso de aproximaciones lineales está justificado ya que la influencia del efecto de rigidez a tracción del hormigón en la deformación de las estructuras de hormigón es pequeña pero no despreciable. En este sentido, las aproximaciones lineales son más simples y pueden ser lo suficientemente precisas. Sin embargo, esta aproximación lineal, en su forma actual, no proporciona buenos resultados en términos de deformaciones a nivel de elementos estructurales. Esta publicación propone una expresión lineal de la rigidez a tracción apoyada por la formulación experimental utilizada para predecir el comportamiento a flexión de vigas de hormigón. Se presenta un ejemplo detallado.

PALABRAS CLAVE: : Rigidez a tracción del hormigón, deflexión de elementos de hormigón armado, modelos de hormigón

©2023 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)

## 1. INTRODUCTION

The phenomenon of concrete tensile contribution, for tensile strains greater than the cracking strain, is called tension stiffening of concrete. This contribution is caused by the bond effect between the concrete and the reinforcing bars. Comprehensive studies of this phenomenon can be found in [1], [2], [3], and [4]. Tension stiffening models have been widely used in the study of

the shear response of both reinforced and prestressed concrete elements by using the two main theories: the MCFT (Modified Compression Field Theory [2]) and the RA-STM (Rotating Angle Softened Truss Model [3]). There are several discrepancies between these two main theories, which have been the subject of an exhaustive justification by other authors [5], [6].

\* Persona de contacto / Corresponding author:  
Correo-e / e-mail: [emontes@ugr.es](mailto:emontes@ugr.es) (Enrique Hernández-Montes)

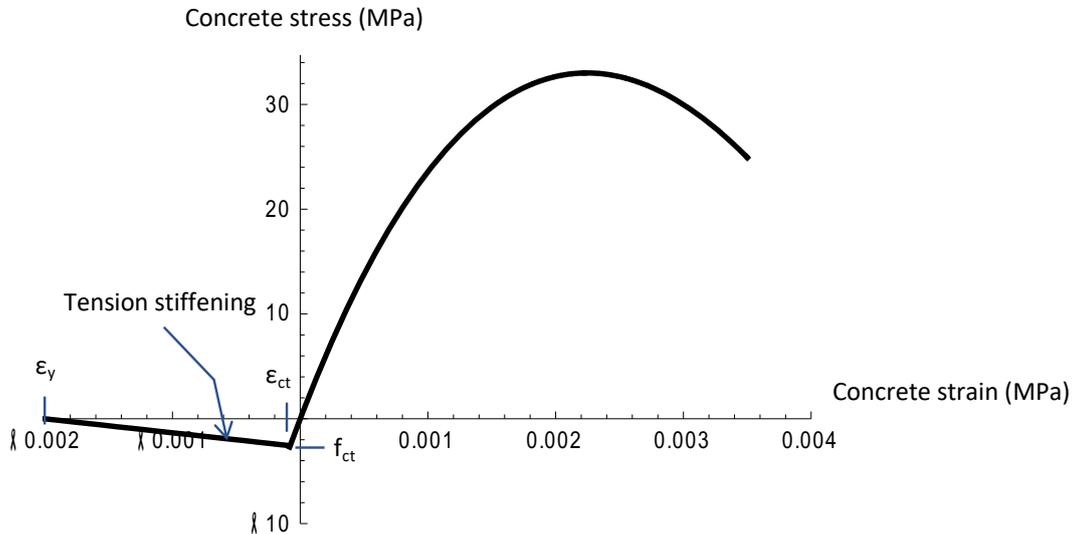


Figure 1. Strain-Stress curve of concrete, including tension stiffening.

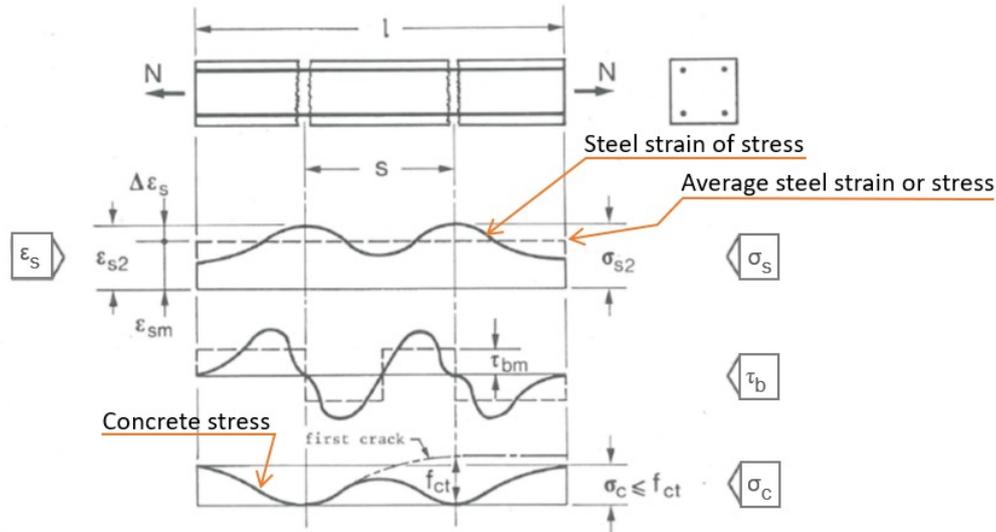


Figure 2. Stress and strain distributions along the reinforcing bars and the effective concrete area, adapted from [11].

International software for structural analysis, such as OpenSees [7] and Sap2000 [8], use approximated linear expressions for the tension stiffening model, e.g. model “Concrete02” of OpenSees. When using Concrete02, the post-cracking behavior in tension is described by a line that goes from the tensile strength to 0 in a constant slope which is usually deduced by assuming that the tension stiffening capacity is null at a value of the strain equal to the yield strain of steel ( $\epsilon_y$ ). See in the line between the points Figure 1:  $(-\epsilon_{ct}, -f_{ct})$  and  $(-\epsilon_y, 0)$ .

However, as shown below, it has been found that the deflections calculated when using the model described in Figure 1 are lower than those predicted by the formulations proposed by current regulations (EN 1992[9], ACI-318[10]), which are based on large experimental campaigns.

Considering that the tension stiffening effect is primarily caused by the bond mechanism between concrete and rein-

forcement [11], the premise that it is zero at  $\epsilon = \epsilon_y$  [1] is well established. Alternatively, some authors consider that small amount of tensile strength of concrete between cracks beyond yielding [12] remains, with a consequent increase in the rigidity of the RC element beyond the yielding of the reinforcement.

So, if tension stiffening is assumed to be zero at  $\epsilon = \epsilon_y$ , then the only variable that remains for modeling the tension stiffening effect is the tensile strength of concrete,  $f_{ct}$ . In this paper, a  $\psi$  factor is introduced to adjust  $f_{ct}$  so that the theoretical deflection matches the result proposed by the current standards.

It is known that for tension strains larger (in absolute value) than the one that corresponds to cracking (note that cracking happens at  $(-\epsilon_{ct}, -f_{ct})$ , see Figure 1), the stress and strain distributions along the length of the reinforcing bars are no longer constant for either steel or concrete, see Figure 2, adapted from [11].

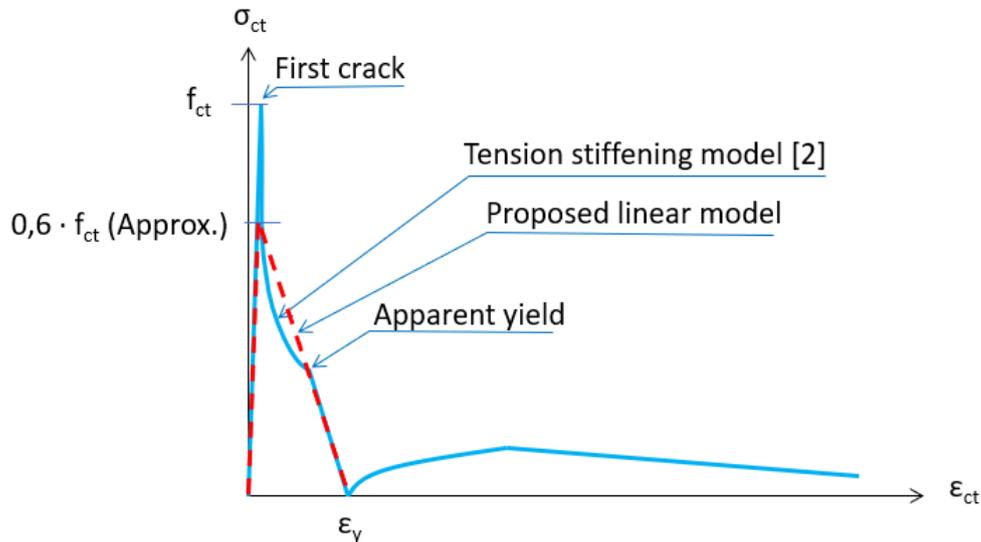


Figure 3. Variation of average tensile stress in concrete up to failure

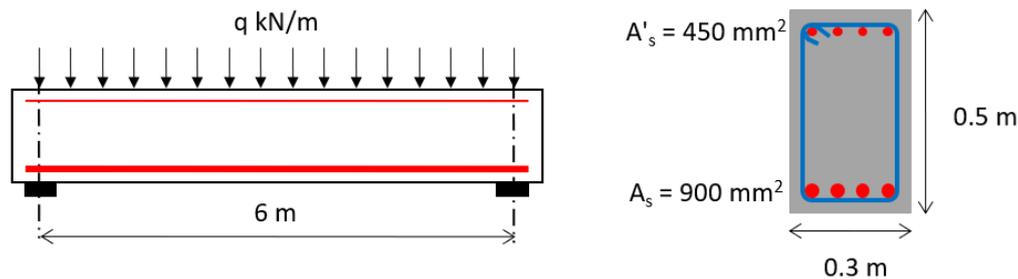


Figure 4. Example studied of reinforced concrete beam.

Due to this variability, the strain of the bar could be  $\varepsilon_y$  at the crack location while in sections between cracks (where concrete in tension is undamaged), the bar stress is lower than  $f_y$ . This implies that the average stress-strain response of the reinforcement exhibits yielding at an average stress that is below  $f_y$ . The average steel stress and strain associated with the yielding at a crack location is called “apparent yield” [3],[5], see Figure 3. Thus, before the average strain (i.e., calculated along a length intersecting several cracks) reaches  $\varepsilon_y$ , the steel reinforcement will have already yielded at the cracks. Beyond the apparent yield point, the tension stiffening phenomenon presents a large drop in its slope [1], [11] which cannot be observed when using the linear approach, see Figure 3 adapted from [2]. This drawback can be overcome by appropriately correcting the value of the tensile strength of concrete, as proposed in this work.

## 2. DEFLECTION FORMULATION FOR BEAM ELEMENTS

The linear tension stiffness model proposed is going to be evaluated using results from the deflections of beams. The deflections used in this study are obtained from formulations

endorsed by ACI-318 and EN 1992, which represent the experience and approval of the engineering community.

ACI-318 uses an interpolation function to calculate effective inertia, [13], while EN 1992 uses an interpolation function that is applicable to the deflections calculated with the gross inertia and with the cracked inertia, [11]. Recently, slenderness limits have been proposed to avoid the explicit calculation of cracking and deformation. [14].

EN 1992 presents an explicit formulation of the concrete stress-strain curve, and therefore this study has been developed using the European code (e.g. Figure 1 shows the stress-strain formulation given by EN 1992 for a concrete with a characteristic strength of 25 MPa).

### Example

The example studied is a simply supported beam with a 6-meter span, which is of the beams used in the construction of buildings. This example, shown in Figure 4, has been adapted from [11].

The values of the effective depth, the modulus of elasticity, the characteristic compressive strength of concrete, and the steel yield stress are  $d=450$  mm,  $E_{cm}=30\,500$  MPa,  $f_{ck}=25$  MPa and  $f_y=400$  MPa, respectively.



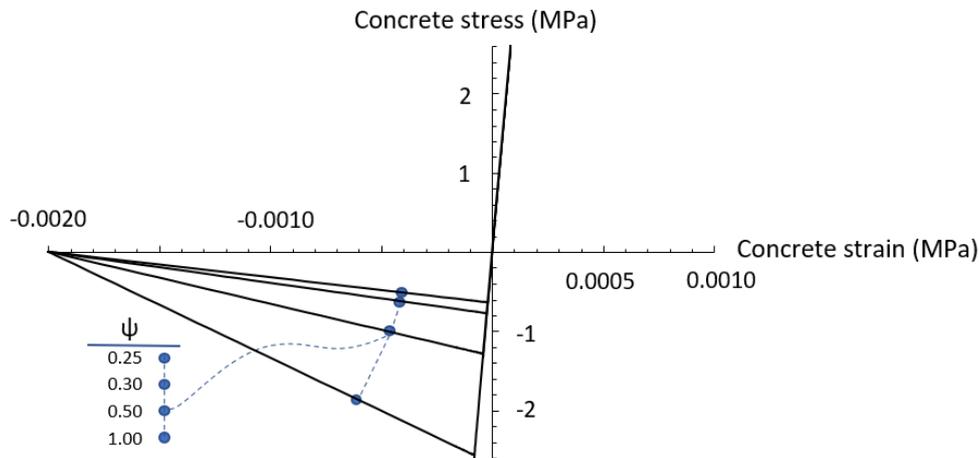


Figure 6. Linear approximations of tensile strength of concrete (tension stiffening).

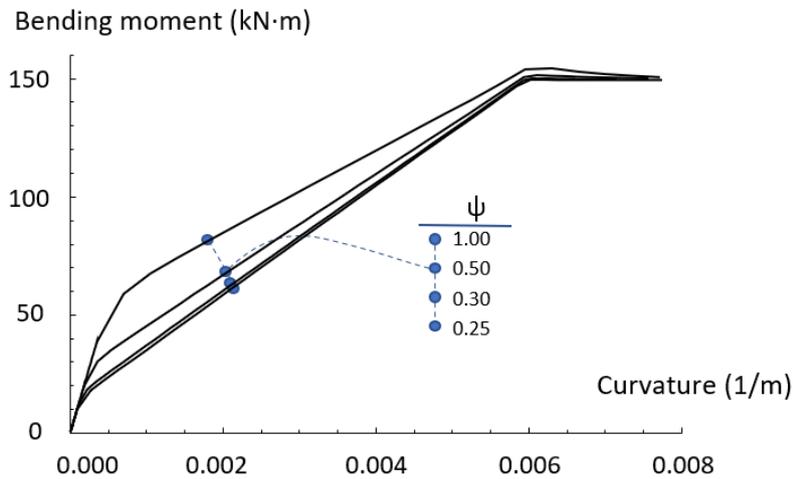


Figure 7. Moment curvature diagrams for the tensile model of concrete in Figure 6.

The moment-curvature diagrams of the cross-section for the different values of  $\psi$  are calculated introducing each one of the linear approximations of the tension stiffening in Figure 6 in the equilibrium equations, see Figure 7.

The theoretical deflection of the beam in Figure 4 is solved by the integration of curvatures using finite-differences. The beam was divided into 20 segments. Table 1 summarized the values obtained for both the moments and curvatures at cracking ( $M_{cr}$  and  $\phi_{cr}$ , respectively) and the maximum deflection ( $\delta_{max}$ ). The computer code is available on request.

TABLE 1.  
Maximum deflections

$\psi$	$M_{cr}$ (kN·m)	$\phi_{cr}$ (1/m)	$\delta_{max}$ (mm)
1.0	38.64	0.00035	4.68
0.5	19.82	0.00018	8.41
0.3	12.08	0.00011	9.70
0.25	9.91	0.00009	10.00

As can be seen in Table 1, the linear approximation (i.e.  $\psi=1$ ) leads to a maximum deflection of less than half of the deflection predicted by the regulation. By ensuring that the theoretical deflection equals the deflection given by the regulation (EN 1992 [9] in this case) ( $\delta_{max}=9.9$  mm) a linear interpolation between the two bottom rows results in  $\psi=0.27$ .

The new version of Eurocode 2 (prEN 1992) has reduced the effective area of concrete influenced by tensile stress in concrete, from the traditional value of a square area centered on the reinforcing bar of  $15\Phi$  side to  $10\Phi$  side. This is a variation of the effective concrete area of 44%. Additionally, in order to compensate for the sudden drop in tensile stress for strains greater than those that correspond to the first crack (Figure 3), given by most of the existing models, a continuous linear function is proposed with a reduction in the tensile capacity of 0.6. If these two values (0.44 and 0.6) are fitted into a single parameter  $\psi$  (i.e.  $0.44 \cdot 0.6 = 0.26$ ), the result obtained of 0.27 is similar to this value.

## 4.

### CONCLUSIONS

Due to the relative importance of the tension stiffening phenomenon, for the sake of simplicity, complex expressions of tension stiffening are being substituted with simpler linear approximations. Although linear approximations of tension stiffening lead to more rigid solutions in term of deflections, the simplicity of these approximations means that they are being widely used in computer software.

This work presents a new linear approximation that matches the results given by current standards in terms of deflections and this overcomes the problem caused by underestimating the deflections inherent in bilinear approximations.

### Conflict of interest

On behalf of all the authors, the corresponding author states that there is no conflict of interest.

### Data Availability Statement

A computer code has been developed for the development of this paper; the code is available on request from any of the authors .

### References

[1] Wu, H.Q., Gilbert, R.I. (2008) *An experimental study of tension stiffening in reinforced concrete members under short-term and long-term loads*. Sidney.

- [2] Vecchio, F.J., Collins, M.P. (1986) The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI J*, 83:219–31.
- [3] Hsu, T. (1988) Softened truss model theory for shear and torsion. *ACI Struct J*, 85:624–35.
- [4] Carbonell-Márquez, J.F., Gil-Martín, L.M., Fernández-Ruiz, M.A., & Hernández-Montes, E. (2014) Effective area in tension stiffening of reinforced concrete piles subjected to flexure according to Eurocode 2. *Eng Struct*, 76. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.041>
- [5] Bentz, E.C. (2005) Explaining the Riddle of Tension Stiffening Models for Shear Panel Experiments. *J Struct Eng*, 131:1422–5. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2005\)131:9\(1422\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2005)131:9(1422)).
- [6] Gil-Martín, L.M., Hernández-Montes, E., Aschheim, M., Pantazopoulou, S.J. (2011) A simpler compression field theory for structural concrete. *Stud e Ric Di Milano Sc Di Spec Costr Cem Armato*;31:11–41.
- [7] McKenna, F., Fenves, G.L. and Scott, M.H. (2003) Open System for Earthquake Engineering Simulation. *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*. <http://opensees.berkeley.edu>
- [8] SAP2000. [www.csiamerica.com](http://www.csiamerica.com) 2021.
- [9] prEN1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1–1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures EN 1992-1-1. Brussels: European Committee for Standardization; 2022.
- [10] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI: 2019.
- [11] CEB. CEB Design Manual on Cracking and deformations. 1983. Comité Euro-International du Béton. 1983.
- [12] Lee, S.C., Cho, J.Y., Vecchio, F.J. (2011) Model for post-yield tension stiffening and rebar rupture in concrete members. *Eng Struct*;33:1723–33. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.009>
- [13] Bischoff, P.H. (2005) Revaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars. *J Struct Eng*;131:752–67. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:5\(752\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:5(752)).
- [14] Mari, A., Torres, L., Oller, E., Barris, C. (2021) Performance-based slenderness limits for deformations and reinforcement stresses control in reinforced concrete beams. *Hormigón y Acero* 72(293):31–7. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2112>.

# Estrategias de diseño para el cumplimiento de una resistencia al fuego R15 en estructuras industriales mediante el empleo del acero galvanizado

## *Design Strategies for Meeting R15 Fire Resistance in Industrial Structures Using Galvanized Steel*

Ana Espinós<sup>\*a</sup>, Manuel L. Romero<sup>a</sup>, Javier Tundidor<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH),  
Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain

<sup>b</sup> Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG), Paseo de la Castellana 143 – 1ªA, 28046 Madrid, Spain

Recibido el 5 de septiembre de 2022; revisado el 28 de abril de 2023; aceptado el 10 de mayo de 2023

### RESUMEN

La resistencia al fuego de la estructura portante es una de las exigencias básicas que ha de ser verificada en toda obra de construcción. Estudios recientes han demostrado una ligera ventaja del acero galvanizado frente al acero al carbono en cuanto a lo que a resistencia al fuego se refiere. Este comportamiento más favorable del acero galvanizado se debe a su menor emisividad a temperaturas por debajo de los 500 °C, lo que permite dotar a la estructura de una mejora inherente en términos de resistencia al fuego en el rango entre 15 y 30 minutos. En España, este rango de tiempos requeridos puede encontrarse fácilmente dentro del ámbito de la edificación industrial. En estos casos, es posible cumplir las exigencias de resistencia al fuego utilizando el acero galvanizado, evitando de esta forma tener que proteger la estructura mediante materiales de protección pasiva.

En este artículo se pretende acercar al proyectista al cálculo de la resistencia al fuego de elementos estructurales de acero galvanizado, a través de la presentación de un ejemplo de cálculo guiado donde se compararán los beneficios que aporta el acero galvanizado frente al acero al carbono en este tipo de situaciones

**PALABRAS CLAVE:** Resistencia al fuego, acero galvanizado, estructuras industriales, normativa.

©2023 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 fire resistance of the load-bearing structure is one of the basic requirements that must be verified in every construction project. Recent studies have shown a slight advantage of galvanized steel over carbon steel in terms of fire resistance. This more favourable behaviour of galvanized steel is due to its lower emissivity at temperatures below 500 °C, which gives the structure an inherent enhancement in terms of fire resistance in the range between 15 and 30 minutes. In Spain, this range of required fire resistance times can be easily found within the industrial building sector. In these cases, it is possible to meet the fire resistance requirements by using galvanized steel, thus avoiding the need to protect the structure with passive protection materials.

The aim of this article is to bring the designer closer to the calculation of the fire resistance of galvanized steel structural elements, through the presentation of a worked example where the benefits of galvanized steel as compared to carbon steel in this type of situation will be highlighted.

**KEYWORDS:** Fire resistance, galvanized steel, industrial structures, design codes.

©2023 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: [aespinos@mes.upv.es](mailto:aespinos@mes.upv.es) (Ana Espinós)

# I.

## INTRODUCCIÓN

De cara a dar cumplimiento al requisito básico “Seguridad en caso de incendio” establecido por el Reglamento de la Unión Europea 305/2011 [1], la estructura portante de los edificios debe mantener su capacidad de sustentación durante un período de tiempo determinado, denominado “tiempo de resistencia al fuego” (R), expresado en minutos. Tradicionalmente, la resistencia al fuego exigible a los elementos estructurales se ha satisfecho de forma prescriptiva a través de la selección adecuada de materiales, mediante protecciones o mediante ensayos normalizados asociados a cada tipo de requerimiento de resistencia al fuego.

Para conseguirlo, deben fijarse primero las exigencias de tiempo de resistencia al fuego de las estructuras, que se establecen en las reglamentaciones nacionales dependiendo del número de plantas, del uso del edificio y de las medidas activas de protección (tiempo que puede estar comprendido entre 15 y 180 minutos). Por otro lado, se debe dotar a las estructuras de capacidad suficiente para resistir el tiempo anteriormente exigido al producirse el incendio.

En lo referente a la exigencia de tiempo de resistencia al fuego, existen en España dos normas que prescriben los tiempos necesarios, una para el ámbito de la edificación industrial (“Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales”, RSCIEI) [2] y otra para el ámbito de la edificación no industrial (“Código Técnico de la Edificación”, CTE) [3].

El RSCIEI se aplica a los edificios o a las partes de los mismos que albergan en su interior establecimientos de carácter industrial. El CTE, sin embargo, ha de aplicarse a los edificios de cualquier otro uso que excluya a los anteriores.

El RSCIEI es eminentemente prescriptivo, y se ocupa únicamente de establecer los requisitos y condiciones que han de satisfacer los establecimientos e instalaciones de uso industrial para su seguridad en caso de incendio. Establece exigencias de tiempo en materia de Estabilidad al Fuego de los elementos estructurales, sin embargo, no facilita metodologías con las que demostrar su cumplimiento.

El CTE en cambio, en su Documento Básico Seguridad en caso de Incendio (DB SI), establece reglas y procedimientos que permiten dar cumplimiento a las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio. Especifica parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad en caso de incendio.

De las seis exigencias básicas de seguridad en caso de incendio (SI) que establece el CTE, la exigencia nº 6 “Resistencia al fuego de la estructura” está desarrollada en el DB SI-6, cuyo Anejo D se dedica específicamente a las estructuras ejecutadas en acero. En particular, se establecen métodos simplificados que permiten determinar la resistencia al fuego de los elementos estructurales de acero ante el modelo de incendio representado por la curva normalizada tiempo-temperatura.

Además, coexiste con esta normativa a nivel nacional el nuevo Código Estructural [4] (Real Decreto 470/2021), que en su Título 3 dedicado a las Estructuras de acero, en particular el Capítulo 20, Artículo 89 regula el “Proyecto de estructuras de acero frente al fuego”, desarrollando con mayor

extensión en su Anejo 23 las reglas generales para el proyecto de estructuras sometidas al fuego. Este Anejo es una transcripción de la Parte 1.2 del Eurocódigo 3 [5] (EN 1993-1-2): “Proyecto de estructuras de acero. Reglas para el proyecto de estructuras de acero frente al fuego.”, conteniendo ambas normativas los mismos métodos de cálculo y siendo prácticamente coincidentes en su articulado, por lo que indistintamente se hará referencia a una u otra.

En resumen, el amplio marco normativo existente en estos momentos en España en materia de seguridad en caso de incendio para las estructuras, se puede sintetizar en la [tabla 1](#).

**TABLA 1.**  
Resumen de la normativa de aplicación en materia de seguridad en caso de incendio.

	<i>Norma</i>	<i>Ámbito</i>
Exigencia de tiempo de resistencia al fuego	CTE DB SI-6	No industrial
	RSCIEI	Industrial
Verificación (métodos de cálculo)	CTE DB SI-6 (Anejo D)	Acero
	Código Estructural (Anejo 23)	Acero
	EN 1993-1-2	Acero

En el presente artículo se explica en detalle la forma de obtener la exigencia de tiempo de resistencia al fuego de la estructura, centrándose en el ámbito industrial, y se aplican los métodos de comprobación de la capacidad portante en situación de incendio establecidos en la normativa a estructuras de acero galvanizado.

## 2.

### COMPORTAMIENTO DEL ACERO GALVANIZADO FRENTE AL FUEGO

La galvanización en caliente consiste en la formación de un recubrimiento de zinc y/o de aleación(es) de zinc-hierro sobre productos de hierro y acero mediante inmersión de los mismos en un baño de zinc fundido, previa adecuada preparación de su superficie. Esta técnica es ampliamente empleada para proteger las piezas de acero frente a la corrosión.

En España, la Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG) representa a la industria de la galvanización en caliente desde 1965 como una asociación sin ánimo de lucro e independiente. En la página web de esta asociación [6] se puede encontrar valiosa información (fichas, guías, procedimientos, normativas, etc.) sobre el proceso de galvanización en elementos estructurales de construcción y sus uniones.

La norma UNE-EN ISO 1461 [7] es la norma aplicable a los recubrimientos que se obtienen en las instalaciones de galvanización en caliente sobre piezas y artículos diversos fabricados con materiales férreos (hierro, acero, fundición, etc.). Esta norma especifica los valores mínimos admisibles del espesor de los recubrimientos en función del espesor del material de base (por ejemplo, 85 micras para espesores mayores de 6 mm).

Las propiedades mecánicas de los aceros galvanizados (resistencia, rigidez y densidad) se asumen iguales a los del acero original. Sin embargo, las propiedades relacionadas con el acabado superficial tras aplicar el baño de zinc son diferentes, influyendo esto en cierta medida sobre el comportamiento térmico de este tipo de estructuras cuando están expuestas al fuego.

Como se demostrará en la sección siguiente, la temperatura que alcanzan las estructuras de acero depende, entre otros factores, de la emisividad superficial del material ( $\epsilon_m$ ), que equivale al coeficiente de absorción de una superficie, es decir, a la relación entre el calor radiante absorbido por una superficie determinada y el absorbido por la superficie de un cuerpo negro. La versión actual del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] fija un valor de emisividad para los aceros sin galvanizar igual a 0.7.

Sin embargo, son muchos los estudios actuales que demuestran que el aspecto brillante debido al zinc en la superficie de los aceros galvanizados influye en los valores de la emisividad, reduciéndose a valores mucho menores (0.29-0.40) [8].

Aunque este efecto era conocido desde hace décadas, sólo la realización de proyectos de investigación desde la Czech Technical University (CTU) en Praga, Tampere University of Technology en Finlandia, Effectis-CTICM en Francia o la Technical University of Munich (TUM) han generado el suficiente conocimiento científico para fijar unos valores fiables cercanos a 0.35 [8].

Por otra parte, se ha demostrado que la capa superficial de zinc comienza a fundirse con las fases intermetálicas del acero en un rango que va desde los 419°C hasta los 670°C, conservando la propiedad de protección anticorrosiva, pero perdiendo la mejora de la emisividad una vez pasados los 500°C. Debido a esto, la nueva versión del Eurocódigo 3 Parte 1.2 (en fase de borrador) [9] ha introducido en su Art. 5.2.1.1 una corrección en la emisividad superficial del acero, véase tabla 2.

**TABLA 2.**  
Emisividad superficial ( $\epsilon_m$ ) para diferentes tipos de acero, según revisión propuesta del EN 1993-1-2 Art. 2.2(2) [9].

Tipo de acero	$\theta \leq 500$ °C	$\theta > 500$ °C
Acero al carbono		0.7
Acero galvanizado <sup>1</sup>	0.35	0.7

Como se verá en el apartado 3.1, las estructuras de acero desprotegidas incrementan muy rápidamente su temperatura durante un incendio, llegando a temperaturas de 500°C antes de alcanzar los 10 minutos, aunque esto dependerá de la relación entre el perímetro de la sección de acero y su área seccional (lo que se denominará factor de sección o masividad). Para secciones de mayor masividad, esta temperatura se alcanzará en tiempos cercanos a los 20-25 minutos.

La otra propiedad que influirá ligeramente sobre el calentamiento del perfil de acero es la emisividad, que permitirá retrasar dicha temperatura en tiempos del orden de 5 minutos.

<sup>1</sup> Acero galvanizado según la norma EN ISO1461 y con composición de acero de acuerdo a la Categoría A o B de la norma EN ISO 14713-2 [9], tabla 1.

Es por esto que es en aquellas estructuras que deben soportar un incendio de 15-30 minutos de duración (exigencia R15 o R30) donde se puede sacar mayor ventaja al comportamiento favorable del acero galvanizado frente al acero al carbono a temperatura elevada

### 3. COMPROBACIÓN DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DE ACERO EN SITUACIÓN DE INCENDIO

La comprobación de la resistencia a fuego de un elemento estructural se puede realizar mediante tres enfoques alternativos, en función de qué variable principal se estudie:

- Método en el Dominio del Tiempo:  $t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$   
Para ello es necesario utilizar modelos avanzados de cálculo, basados en el método de elementos finitos, diferencias finitas, etc.
- Método en el Dominio de la Resistencia:  $R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d}$   
Es aplicable mediante cálculos sencillos, determinando la resistencia reducida a la temperatura alcanzada en el incendio.
- Método en el Dominio de la Temperatura:  $\theta_{cr} \geq \theta_d$   
Es el método más habitual para elementos sometidos a tracción o flexión, consistente en limitar la temperatura alcanzada por el elemento estructural en situación de incendio a una temperatura llamada “crítica”.

Tanto el CTE DB SI-6 [3] como el Anejo 23 del Código Estructural [4], que transcribe el articulado del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5], permiten utilizar los métodos basados en el dominio de la resistencia y en el dominio de la temperatura.

Para cualquiera de ellos se necesita previamente:

- Escoger un modelo de incendio. Los métodos simplificados de cálculo se basan en el empleo de la curva normalizada tiempo-temperatura ISO 834.
- Estudiar el problema de transmisión de calor (conducción, convección y radiación) desde el incendio hasta la estructura, para poder calcular así la temperatura que ésta alcanza.
- Evaluar cómo afecta la temperatura a los materiales de los que está compuesta la estructura (acero, hormigón, madera, etc.).
- Calcular las acciones que se producen en situación de incendio que, al ser una situación accidental, son menores que a temperatura ambiente.
- Una vez conocido esto, se decidirá utilizar una metodología a emplear (dominio de la resistencia o la temperatura). Ambas metodologías permitirán relacionar la variable estudiada con la variable tiempo de resistencia, pudiendo así concluir si la estructura cumple o no con la exigencia de tiempo de resistencia al fuego establecida por la normativa (R).
- Si no cumple la resistencia al fuego prescrita, se decidirá proteger la estructura, escogiendo entre los diferentes materiales de protección pasiva y soluciones existentes.

En este artículo se busca evitar esta última opción y aprovechar el comportamiento más favorable del acero galvanizado

en situación de incendio, de cara a obtener tiempos de resistencia al fuego en el rango entre 15 y 30 minutos.

### 3.1. Cálculo de la temperatura del acero

Como se ha comentado en el apartado anterior, es necesario conocer a través de la resolución del problema de transmisión de calor desde el incendio hasta la estructura, cuál es la temperatura que alcanza el acero expuesto al fuego.

Pese a que se trata de un problema complejo, la elevada conductividad del acero hace que la sección se caliente de manera uniforme (siempre y cuando su exposición así lo sea), lo que permite plantear el problema como cero-dimensional de cara a su resolución, asumiéndose que todo el perfil se encuentra a la misma temperatura en cada instante de tiempo.

Al admitir el acero una representación de la temperatura uniforme en el dominio, la resolución del problema puede simplificarse sustancialmente, pudiendo calcularse de manera sencilla la variación de la temperatura del perfil en el tiempo mediante la aplicación de métodos incrementales que pueden resolverse paso a paso.

Si se realiza un balance energético básico, el incremento de la temperatura del acero sin protección puede obtenerse según la siguiente expresión, recogida en Art. 4.2.5.1 del EN 1993-1-2 [5] o, alternativamente, en el artículo homónimo del Anejo 23 del Código Estructural [4]:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m / V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (1)$$

donde:

- $k_{sh}$  es el coeficiente de corrección del efecto sombra;
- $A_m / V$  es el factor de sección para elementos de acero sin protección [ $m^{-1}$ ], véase tabla 4.2 del EN 1993-1-2 [5];
- $c_a$  es el calor específico del acero [ $J/kgK$ ];
- $\rho_a$  densidad del acero (puede suponerse independiente de la temperatura y de valor  $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$ );
- $\dot{h}_{net,d}$  es el valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie [ $W/m^2$ ];
- $\Delta t$  intervalo de tiempo [segundos] (no debería superar los 5 segundos).

En cuanto al valor del calor específico del acero,  $c_a$ , el CTE DB SI-6 [3] en su apartado D2.3(2) indica que éste puede suponerse independiente de la temperatura, tomándose un valor constante de  $600 \text{ J/kgK}$ , si bien de forma más realista, es posible considerar su variación con la temperatura, según lo indicado en el Art. 3.4.1.2 del EN 1993-1-2 [5] o, alternativamente, en el artículo homónimo del Anejo 23 del Código Estructural [4].

El valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie ( $\dot{h}_{net,d}$ ) puede obtenerse como suma del valor del flujo de calor por radiación y por convección, a través de la siguiente expresión:

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) + \phi \varepsilon_f \varepsilon_m \sigma [(T_r + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad (2)$$

donde:

- $\alpha_c$  coeficiente de transferencia de calor por convección (valor recomendado por el EN 1991-1-2 [11] para la curva

estándar de fuego:  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ );

- $\varepsilon_f$  emisividad del fuego (valor recomendado por el EN 1993-1-2:  $\varepsilon_f = 1$ );
- $\varepsilon_m$  emisividad superficial del material (es en esta variable donde interviene favorablemente el efecto del acero galvanizado, véase apartado 2);
- $\phi$  factor de configuración (puede tomarse  $\phi = 1$  si no existen datos específicos);
- $\sigma$  constante de Stephan-Boltzmann ( $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ );
- $\theta_g$  temperatura del gas en el sector de incendio [ $^{\circ}\text{C}$ ];
- $\theta_r$  temperatura de radiación efectiva en el sector de incendio (puede tomarse igual a la del gas) [ $^{\circ}\text{C}$ ];
- $\theta_a$  temperatura superficial del elemento [ $^{\circ}\text{C}$ ];

La ecuación (1) representa la solución al problema de transmisión de calor de una forma incremental, por lo que debe resolverse paso a paso a través de un procedimiento iterativo.

Para poder aplicar esta ecuación y poder así construir la curva de calentamiento del perfil de acero, es necesario previamente calcular el factor de forma ( $A_m/V$ ), también denominado “masividad”. Este factor representa la relación entre la superficie lateral por donde entra flujo de calor (por convección y radiación) y el volumen de material que se calienta. Al calcularse por unidad de longitud, este factor se convierte en una relación entre el perímetro lateral de la sección por donde entra calor ( $P_m$ ), dividido por el área de acero que se calienta ( $A$ ), véase figura 1 para un perfil en doble T expuesto a cuatro caras.

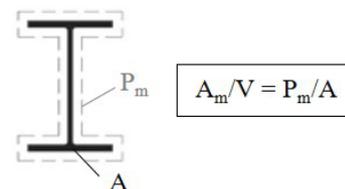


Figura 1. Definición del factor de sección de un perfil de acero.

Por otro lado, el coeficiente de corrección “ $k_{sh}$ ” tiene en cuenta el efecto favorable que las “sombras” de ciertas partes del perfil ejercen frente a la emisión radiante en situación de exposición al fuego, retrasando su calentamiento. Esto sucede en perfiles “no convexos”, como los perfiles abiertos.

Para secciones transversales con forma convexa (por ejemplo, secciones huecas rectangulares o circulares) completamente envueltas por el fuego, el efecto sombra no interviene y, en consecuencia, el coeficiente de corrección se toma igual a la unidad.

En la *Guía de diseño* desarrollada por los autores y distribuida por ATEG [12], se puede encontrar una explicación detallada sobre el cálculo del factor de sección y del coeficiente de corrección del efecto sombra.

### 3.2. Curva de fuego normalizada

En la ecuación (2), la variable  $\theta_g$  representa la temperatura que adquieren los gases en el interior del recinto incendiado. Entre los distintos modelos de incendio disponibles –que no son objeto de esta publicación–, en la aplicación de los modelos de cálculo simplificados para la comprobación de la capa-

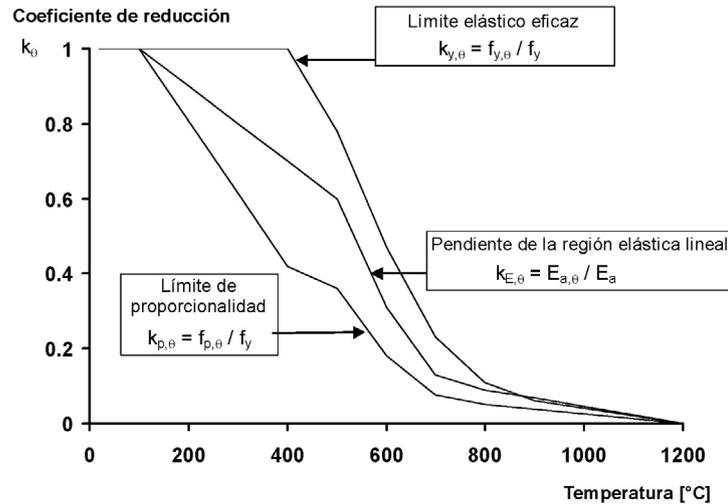


Figura 2. Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas (figura 3.2 EN 1993-1-2 [5]).

cidad portante de elementos individuales se emplea la curva normalizada tiempo-temperatura ISO 834 [13], también conocida como curva de fuego “estándar”. Este modelo considera que el fuego se encuentra totalmente desarrollado dentro del sector de incendio, lo que sucede cuando todo el material combustible del recinto entra en combustión, instante conocido en inglés como “flashover”. En estas condiciones, se puede suponer de manera razonable que la temperatura a lo largo de todo el recinto incendiado es uniforme.

La ecuación que permite obtener la evolución de la temperatura del gas según la curva ISO 834 es la siguiente:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (3)$$

donde  $t$  es el tiempo en minutos y la temperatura se obtiene en °C.

### 3.3. Propiedades mecánicas del acero a temperatura elevada

El cálculo de la resistencia al fuego de un elemento estructural de acero se basa en la variación con la temperatura de las propiedades mecánicas del material (tensión de fluencia, límite de proporcionalidad, módulo elástico).

En el Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] o alternatively en el Anejo 23 del Código Estructural [4], Artículo 3.2 “Propiedades mecánicas de los aceros al carbono”, los parámetros  $f_{y,\theta}$  (límite elástico),  $f_{p,\theta}$  (límite de proporcionalidad) y  $E_{a,\theta}$  (módulo de elasticidad) para una determinada temperatura del acero  $\theta_a$ , se obtienen aplicando los coeficientes de reducción ( $k_{y,\theta}$ ,  $k_{p,\theta}$ ,  $k_{E,\theta}$ ) a los valores conocidos de temperatura ambiente ( $f_y$ ,  $E_a$ , etc.). Estos coeficientes de reducción pueden obtenerse de la tabla 3.1 del EN 1993-1-2 representarse o alternatively a través de la figura 2.

En la figura 2 se puede observar que la rigidez ( $k_{E,\theta}$ ) se reduce más rápidamente en función de la temperatura que la resistencia ( $k_{y,\theta}$ ). Esto implicará que la esbeltez reducida varía también con la temperatura. Es por esto que el CTE DB SI-6 [3] incluye tanto el factor de reducción del límite elástico, como adicionalmente un factor para obtener la esbeltez a temperatura elevada:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = k_{\lambda,\theta} \cdot \bar{\lambda} \quad (4)$$

El valor del coeficiente corrector de la esbeltez ( $k_{y,\theta}$ ) se incluye en el CTE DB SI-6 en la tabla D.2, que se reproduce en la tabla 3.

TABLA 3. Valores de los parámetros mecánicos del acero en función de la temperatura (tabla D.2 del CTE DB SI-6).

Temperatura (°C)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
$k_{y,\theta}$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.78	0.47	0.23	0.11	0.06	0.04	0.00
$k_{\lambda,\theta}$	1.00	1.05	1.11	1.19	1.14	1.23	1.33	-	-	-	-

**Nota:** los valores de  $k_{y,\theta}$  para 800, 900, 1000 y 1200 °C no se han incluido en esta tabla, pero podrían obtenerse a partir de sustituir los valores correspondientes de  $k_{y,\theta}$  y  $k_{E,\theta}$  en la ecuación (4).

### 3.4. Determinación de las acciones en situación de incendio

El efecto de las acciones de cálculo en situación de incendio ( $E_{fi,d}$ ) se puede estimar a partir del efecto de las acciones de cálculo a temperatura normal ( $E_d$ ), obtenidas del análisis global de la estructura para temperatura ambiente, reduciendo sus efectos un valor proporcional [11]:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (5)$$

donde  $\eta_{fi}$  es el coeficiente de reducción de las acciones en situación de incendio, dado por la siguiente expresión:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (6)$$

con  $\gamma_G = 1.35$ ;  $\gamma_{Q,1} = 1.5$ .

En su Nota 2, el Art. 2.4.2 del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5], permite una simplificación aún mayor, recomendado direc-

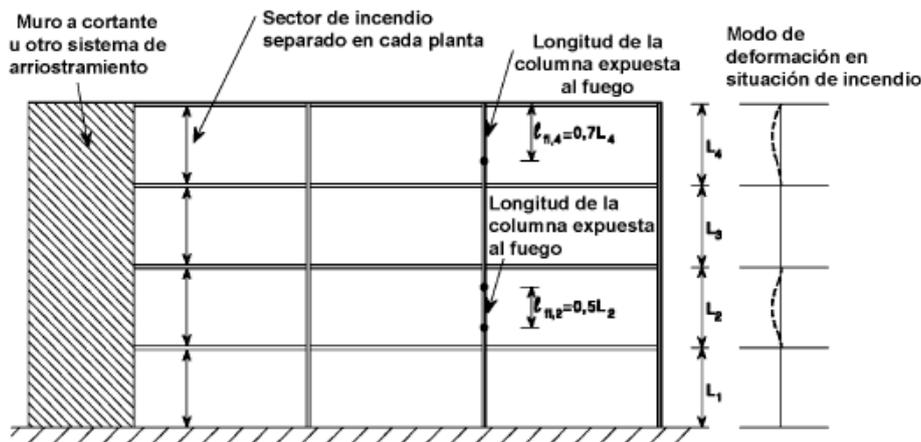


Figura 3. Longitudes de pandeo de columnas en entramados arriostrados (figura 4.1 EN 1993-1-2 [5]).

tamente utilizar un valor de  $\eta_{fi} = 0.65$ , excepto para zonas susceptibles de la acumulación de objetos, incluidas las zonas de acceso (es decir zonas de almacenamiento con sobrecargas de acuerdo a la categoría E), donde se recomienda adoptar el valor  $\eta_{fi} = 0.7$ .

### 3.5. Metodología de cálculo en situación de incendio

Como se ha comentado antes, tanto el CTE DB SI-6 [3] como el Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] y en consecuencia el Anejo 23 del Código Estructural [4], permiten utilizar dos enfoques metodológicos complementarios para la comprobación de los elementos estructurales en situación de incendio: uno basado en el dominio de la resistencia y otro en el dominio de la temperatura. Estos dos enfoques se presentan a continuación.

#### 3.5.1. Comprobación en el dominio resistente

El Artículo 4.2.1(1) del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4], establecen las bases para comprobar los elementos estructurales en el dominio de la resistencia.

Según este enfoque, se considera que la función portante de un elemento estructural se mantiene en una situación de incendio después de un determinado tiempo “t” de exposición al fuego si  $E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$ , donde  $E_{fi,d}$  es el valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento en situación de incendio, determinado según lo descrito en el apartado 3.4, y  $R_{fi,d,t}$  es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente al elemento de acero en situación de incendio, tras un tiempo de exposición al fuego de “t” minutos.

Los métodos simplificados de cálculo basados en el dominio resistente vienen desarrollados en mayor detalle el Artículo 4.2.3 del EN 1993-1-2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4], distinguiendo entre elementos sometidos a tracción, compresión, flexión o flexocompresión.

De cara a evitar una excesiva extensión de este apartado, se describe únicamente aquí el método de comprobación de elementos a compresión en el dominio resistente, que posteriormente se ilustrará con un ejemplo práctico en el apartado 4.

Según lo indicado en el Art. 4.2.3.2 del EN 1993-1-2 [5], el valor de cálculo de la resistencia a pandeo  $N_{b,fi,t,Rd}$  en el instante t de un elemento sometido a compresión con una

temperatura uniforme  $\theta_a$  en toda su sección y longitud, se calcula mediante la ecuación:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (7)$$

donde:

- $\chi_{fi}$  es el coeficiente de reducción del pandeo por flexión para el dimensionamiento en la situación de incendio. Debe tomarse el menor de los valores obtenidos respecto a eje fuerte o eje débil ( $\chi_{fi,y}$  ó  $\chi_{fi,z}$ );
- $k_{y,\theta}$  es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a una temperatura  $\theta_a$  alcanzada en un instante t;
- $\gamma_{M,fi}$  es el coeficiente parcial del material en situación de incendio, cuyo valor recomendado es igual a la unidad.

El cálculo del coeficiente de reducción a pandeo en situación de incendio  $\chi_{fi}$  se basa en el empleo de una curva de pandeo específica en situación de incendio y la modificación de la longitud efectiva de pandeo en fuego.

En cuanto a la curva de pandeo a utilizar en situación de incendio, existe cierta discrepancia normativa. Mientras que el CTE DB SI-6 [3] en su apartado D.2.2.1(3c) indica que debe utilizarse la curva “c” de pandeo con independencia del tipo de sección transversal o plano de pandeo, el EN 1993-1-2 [5] Art. 4.2.3.2(2) incluye una curva específica para la situación de incendio:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (8)$$

$$\text{con } \phi_{\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \text{ y } \alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}.$$

La esbeltez de la columna para una temperatura  $\theta_a$  se calcula como:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (9)$$

Según el Art. 4.2.3.2(3) del EN 1993-1-2 [5], en el caso de un entramado arriostrado en el que cada planta contenga un sector de incendio separado con resistencia suficiente al fue-

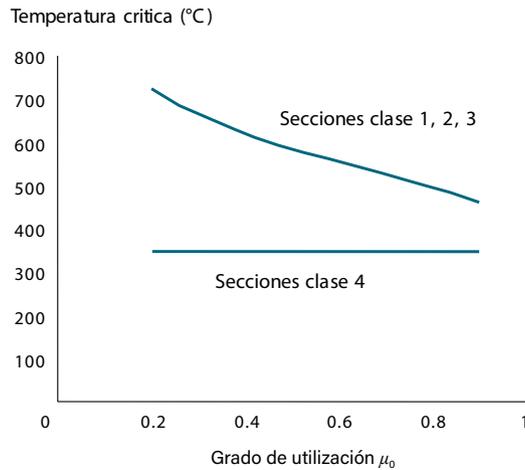


Figura 4. Temperatura crítica en función del grado de utilización

go, la longitud efectiva de pandeo ( $l_{fi}$ ) de una columna continua puede tomarse igual a (véase figura 3):

- Plantas intermedias:  $l_{fi} = 0.5 \cdot L$
- Planta superior:  $l_{fi} = 0.7 \cdot L$

donde  $L$  es la longitud de la columna en la planta que se está comprobando.

Alternativamente, el CTE DB SI-6 [3] en su apartado D.2.2.1 establece que, para soportes de pared no delgada (clases 1, 2 o 3) en estructuras arriostradas, la capacidad de cálculo considerando el pandeo de elementos sometido a compresión podrá verificarse mediante las ecuaciones generales del DB SE-A (esto es, el Art. 6.3.2.1), adaptando las expresiones para el cálculo en situación de incendio y tomando los valores de los parámetros mecánicos del acero en función de la temperatura de la tabla D.2. Esto se mostrará en el caso práctico que se presenta en el apartado 0.

### 3.5.2. Comprobación en el dominio de la temperatura. Método de la temperatura crítica

Alternativamente, tanto el Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] como el Anejo 23 del Código Estructural [4] admiten en su Artículo 4.2.1(4), para elementos no susceptibles de experimentar fenómenos de inestabilidad (es decir, elementos que trabajen a tracción o flexión pura sin posibilidad de pandeo lateral-torsional) la posibilidad de calcular la resistencia al fuego a través de un método en el “dominio de la temperatura”, es decir, utilizando como variable la máxima temperatura que puede alcanzar un elemento para un nivel de carga determinado. Para ello, deberá calcularse el grado de utilización del elemento y obtener a partir de este dato la temperatura a la que se prevé su fallo, denominada “temperatura crítica” ( $\theta_{cr}$ ).

Así, el Artículo 4.2.4 del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4] establece que, para elementos con secciones transversales de clase 1, 2 o 3, la temperatura crítica del acero puede obtenerse a partir del grado de utilización (que se definirá en el siguiente apartado) mediante la siguiente expresión, que se representa también en la figura 4:

$$\phi_{cr} = 39.19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \cdot \mu_0^{3.833}} \right] + 482 \quad (10)$$

donde  $\mu_0$  es el grado de utilización del elemento, no debiendo ser inferior a 0.013. Para elementos con secciones transversales de clase 4, la temperatura crítica queda limitada a 350 °C.

Una vez obtenido el valor de la temperatura crítica, es necesario realizar el cálculo térmico descrito en el apartado 3.1 para construir la curva de calentamiento del perfil metálico y con ello determinar cuánto tiempo tarda el elemento en alcanzar dicha “temperatura de fallo” bajo exposición a la curva de fuego estándar ISO 834 [13].

Mediante la aplicación de esta metodología es posible obtener el “tiempo exacto” de exposición al fuego que el elemento estructural puede soportar para un determinado nivel de carga.

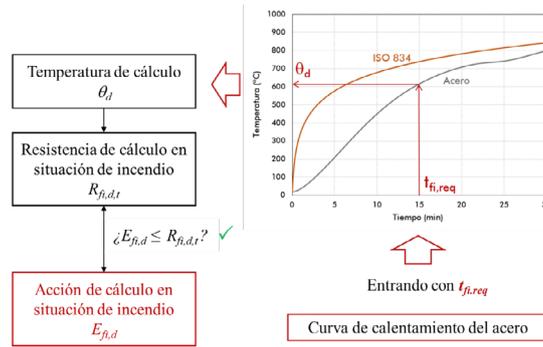
#### 3.5.2.1. Grado de utilización

Un indicador acerca de la temperatura de fallo de los elementos estructurales de acero en situación de incendio es el nivel de carga al que están sometidos, denominado “grado de utilización”. Para obtenerlo, es necesario calcular la relación entre la acción de cálculo en situación de incendio ( $E_{fi,d}$ ) y la carga que es capaz de resistir el elemento en situación de incendio en el instante inicial ( $R_{fi,d,0}$ ), es decir, a temperatura ambiente (20°C), considerando el coeficiente de seguridad del material en situación accidental de incendio ( $\gamma_{M,fi}$ ), véase Artículo 4.2.4(3) del EN 1993-1-2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4]:

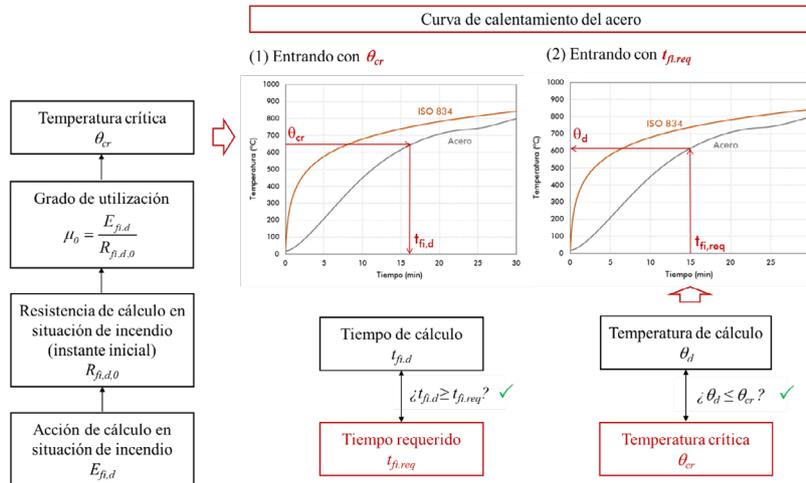
$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (11)$$

Para elementos de acero sometidos a tracción o a flexión donde el pandeo lateral no sea un modo de fallo potencial, esto es, en aquellas situaciones en las que no deban tenerse en cuenta los fenómenos de inestabilidad, es posible aplicar el método de la temperatura crítica de manera directa, obteniendo el grado de utilización mediante la ecuación (11).

Sin embargo, en el caso de elementos esbeltos sometidos a cargas de compresión, los fenómenos de inestabilidad (pandeo) hacen que la aplicación de este método no sea directa, requiriendo un proceso iterativo para la obtención de la temperatura crítica.



a) Comprobación en el dominio resistente.



b) Comprobación en el dominio de la temperatura

Figura 5. Resumen de los métodos de cálculo para verificar un elemento estructural en situación de incendio.

En este supuesto, el grado de utilización se debería calcular como el cociente entre el axil de cálculo aplicado en situación de incendio y la resistencia a pandeo de la columna en el instante inicial:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,Rd,0}} \quad (12)$$

con:

$$N_{b,fi,Rd,0} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,20} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (13)$$

Pero como el coeficiente de reducción a pandeo  $\chi_{fi}$  ha de evaluarse en el instante de fallo de la columna y la temperatura de colapso ( $\theta_{cr}$ ) es desconocida (pues depende a su vez del valor del grado de utilización), esto llevaría a un proceso “iterativo”.

Para solventar este impedimento y poder aplicar el método de la temperatura crítica de manera directa en el cálculo a pandeo de elementos comprimidos puede suponerse, de forma aproximada, un determinado valor de la esbeltez a temperatura elevada [14]:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \approx \frac{\bar{\lambda}}{0.85} \approx 1.2 \cdot \bar{\lambda} \quad (14)$$

Esto se ilustrará en el ejemplo de cálculo presentado a continuación, donde se comprueba una columna de un edificio industrial bajo ambos enfoques: dominio resistente y dominio de la temperatura.

### 3.5.3. Resumen de los métodos de cálculo para verificar la exigencia de resistencia al fuego

A continuación se resume en la figura 5 el procedimiento para aplicar los dos métodos de verificación descritos de un elemento estructural en situación de incendio: dominio resistente y dominio de la temperatura. La comprobación en el dominio resistente (figura 5a) requiere previamente obtener la temperatura de cálculo del elemento ( $\theta_d$ ), entrando en la curva de calentamiento del acero con el tiempo requerido de resistencia al fuego ( $t_{fi,req}$ ). Para dicha temperatura, se evalúa la resistencia de cálculo en situación de incendio ( $R_{fi,d,t}$ ), que se compara con la acción de cálculo ( $E_{fi,d}$ ) para determinar si el elemento tiene suficiente capacidad portante ( $R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d}$ ).

Por otro lado, la comprobación en el dominio de la temperatura (método de la temperatura crítica, figura 5b) requiere en primer lugar calcular este valor de la temperatura limitante a partir del grado de utilización ( $\mu_0$ ), que a su vez se obtiene como el cociente entre la acción de cálculo en situación de incendio ( $E_{fi,d}$ ) y la resistencia de cálculo en el instante inicial ( $R_{fi,d,0}$ ). Una vez obtenida la temperatura crítica ( $\theta_{cr}$ ), existen dos vías de comparación: (1) entrando a la curva de calentamiento del acero con la propia temperatura crítica, para obtener el tiempo de cálculo y compararlo con el tiempo requerido ( $t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$ ) o (2) entrando a la curva de calentamiento con el tiempo requerido para obtener la temperatura de cálculo y compararla con la temperatura crítica, que no se debe superar ( $\theta_d \geq \theta_{cr}$ ).

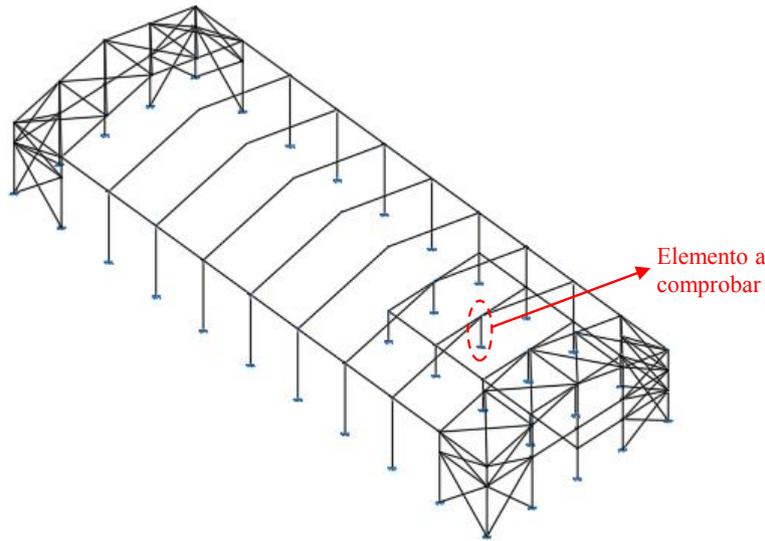


Figura 6. Vista 3D de la nave industrial que se estudia en el ejemplo.

#### 4. EJEMPLO DE CÁLCULO

A continuación, y a modo de caso práctico, se comprobará la capacidad portante en situación de incendio de un elemento estructural de una nave industrial construida mediante perfiles de acero galvanizado, comparándose con el resultado que se obtendría en caso de utilizarse acero al carbono.

##### 4.1. Descripción de la actividad y determinación de la resistencia al fuego exigida

La actividad industrial del presente ejemplo ocupa totalmente un edificio y es colindante con otro establecimiento ubicado a una distancia inferior a 3 metros, no compartiendo estructura y con cubierta independiente, por lo que según el apartado 2.1 del Anexo I del RSCIEI [2], se corresponde con una tipología B. Se trata de una nave a dos aguas con estructura metálica, la cual posee un altillo para albergar las oficinas en su primera planta (véase figura 6).

En base al tipo de actividad que se desarrolla en el interior del edificio industrial (almacén y expedición de material eléctrico), se ha evaluado la densidad de carga de fuego ponderada y corregida según lo establecido en el apartado 3.2 del Anexo I del RSCIEI [2], clasificándose el establecimiento industrial con un Nivel de Riesgo Intrínseco BAJO 2.

La cubierta de la nave industrial se considera de tipo ligera, pues su peso propio no excede de  $100 \text{ kg/m}^2$ . Por este motivo, es de aplicación la tabla 2.3 del Anexo I del RSCIEI [2], en base a la cual se determina que la estructura principal de cubierta y sus soportes en plantas sobre rasante deben ofrecer una resistencia al fuego R15 (configuración TIPO B con nivel de riesgo intrínseco BAJO).

Puesto que la superficie del altillo en planta sobre rasante no supera el 20% de la superficie total del establecimiento industrial, según lo indicado en el artículo 4.2.3 del Anexo I del RSCIEI [2], se le exigirá a su estructura portante de este altillo la misma resistencia al fuego que a la estructura principal de la nave, es decir, R15.

##### 4.2. Comprobación de un elemento a compresión en situación de incendio

A fin de ilustrar el procedimiento para la verificación del cumplimiento de la exigencia de resistencia estructural frente al fuego de los elementos estructurales, se ha seleccionado a modo de ejemplo una columna sometida a compresión, la cual forma parte del altillo de una nave industrial. En la figura 7 se puede observar el elemento seleccionado para la comprobación de su capacidad portante en situación de incendio.

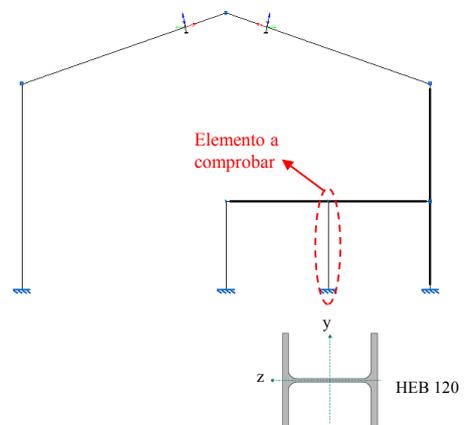


Figura 7. Selección del elemento estructural a comprobar en la nave industrial.

##### 4.2.1. Datos de partida

Todos los elementos de la nave se han dimensionado a temperatura ambiente considerando un grado de acero S275JR (UNE EN 10025) con un valor característico del límite elástico  $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$  y módulo de elasticidad  $210 \text{ GPa}$ . Los coeficientes parciales de seguridad del material empleados en el dimensionado, según el Artículo 2.3.3 del CTE DB SE-A [3], han sido  $\gamma_{M0}=1.05$  para las comprobaciones seccionales (plastificación del material) y  $\gamma_{M1}=1.05$  para la verificación de los fenómenos de inestabilidad. Para cada situación de dimen-

sionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se han obtenido mediante las reglas de combinación indicadas en el Artículo 4.2 del CTE DB SE [3].

La sección obtenida para el pilar tras el dimensionado a temperatura ambiente es un HEB 120. Su altura es de 3 metros, estando empotrado su base y articulado a la viga del altillo en su cabeza. El pilar se considera traslacional en el plano del pórtico (XZ) e intraslacional en el plano perpendicular (XY), por estar la estructura arriostrada en esta dirección.

#### 4.2.2. Cálculo de las acciones a temperatura ambiente

El cálculo de las acciones a temperatura ambiente para el diseño de la nave se ha realizado en base a lo establecido en el CTE) DB SE-AE (Acciones en la Edificación) [3].

Para el caso particular de los elementos del altillo, el valor de las acciones permanentes es  $G_k = 4 \text{ kN/m}^2$  y la acción variable principal  $Q_{k,1} = 2 \text{ kN/m}^2$ , que se corresponde con la sobrecarga de uso en zona administrativa.

En particular, el valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión aplicado sobre el pilar a temperatura ambiente es:

$$N_{Ed} = 227.67 \text{ kN}$$

#### 4.2.3. Determinación de las acciones en situación de incendio

Según la tabla 4.2 del CTE DB-SE [3], el valor del coeficiente de simultaneidad para zona administrativa (categoría B) es  $\psi_{1,1} = 0.5$ .

Sustituyendo en la ecuación (6) los valores anteriores, se obtiene un factor de reducción de:

$$\eta_{fi} = \frac{4 + 0.5 \cdot 2}{1.35 \cdot 4 + 1.5 \cdot 2} = 0.60$$

Por tanto, en la comprobación de los elementos estructurales del altillo, se tomarán unos valores de los esfuerzos de cálculo en situación de incendio iguales a un 60% de su valor a temperatura ambiente.

En particular, el pilar de este ejemplo se comprobará con un esfuerzo axial de compresión reducido en situación de incendio de valor:  $N_{fi,Ed} = 0.60 \times 227.67 \text{ kN} = 135.52 \text{ kN}$

#### 4.2.4. Cálculo de la evolución de la temperatura del acero

En primer lugar, se deberá calcular el factor de sección (masividad) de perfil y construir la curva de calentamiento del acero bajo exposición a un modelo de incendio representado por la curva estándar temperatura-tiempo ISO834.

El factor de sección del perfil HEB 120 expuesto a cuatro caras es:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{P_m}{A} = 201.85 \text{ m}^{-1}$$

Por otra parte, el factor de sección del perfil "cajeado" es:

$$\left[ \frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{[P_m]_b}{A} = 141.15 \text{ m}^{-1}$$

Con lo que, el valor del factor de sombra resulta:

$$k_{sh} = 0.9 \cdot \frac{[A_m/V]_b}{A_m/V} = 0.9 \cdot \frac{141.15}{201.85} = 0.63$$

Conocido el dato de la masividad del perfil, así como las propiedades del acero (calor específico y densidad), véase apartado 3.1, se procede a la construcción de la curva de calentamiento del perfil de acero partiendo de una temperatura inicial de 20 °C e iterando mediante pequeños incrementos de tiempo de 5 en 5 segundos. A cada paso de tiempo, se obtiene en primer lugar la temperatura del gas entrando en la curva ISO 834 (ecuación (3)), y con esta temperatura ( $\theta_g$ ) y la del acero ( $\theta_a$ ) conocidas, se calcula mediante la ecuación (2) el flujo neto de calor por convección y radiación, para finalmente obtener de la ecuación (1) el incremento de temperatura del acero ( $\Delta\theta_a$ ). En cada nueva iteración, la temperatura del acero será la igual a la del paso anterior más el incremento obtenido ( $\theta_a + \Delta\theta_a$ ).

En la Guía de diseño desarrollada por los autores y distribuida por ATEG [12], se puede encontrar una explicación detallada sobre el cálculo paso a paso de la curva de calentamiento, así como una herramienta informática para facilitar su construcción.

Aplicando el procedimiento descrito, considerando una exposición a un incendio según la curva estándar ISO 834, se obtiene la respuesta mostrada en la figura 8, donde se compara la curva de calentamiento del perfil HEB 120 fabricado en acero galvanizado con la que tendría el mismo perfil de acero al carbono sin galvanizar. Obsérvese que el calentamiento del perfil de acero galvanizado es más lento y, por tanto, más favorable de cara a la evaluación de su resistencia al fuego.

Entrando en el eje de abscisas con el valor del tiempo exigido de resistencia al fuego de 15 minutos e intersectando con ambas curvas, se obtiene en el eje de ordenadas una temperatura de 516.84 °C para el acero galvanizado y una temperatura de 616.84 °C para el acero al carbono. Por tanto, transcurridos 15 minutos se puede observar una diferencia de temperatura de 99.43 °C entre ambas opciones, lo cual puede tener un efecto decisivo sobre la capacidad portante del elemento estructural en situación de incendio.

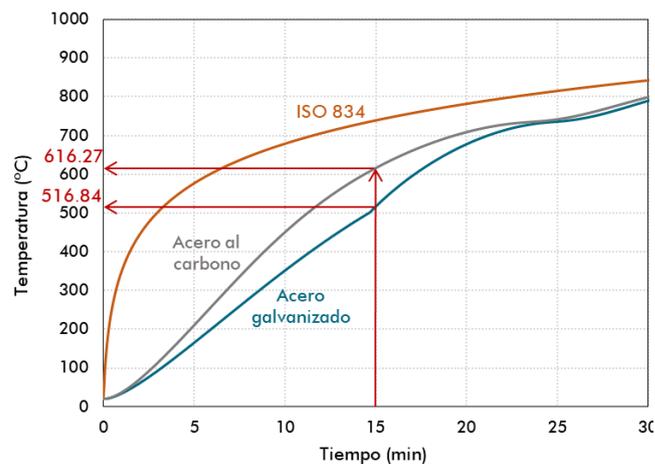


Figura 8. Comparación de la evolución de la temperatura del perfil HEB 120 fabricado en acero al carbono y acero galvanizado, bajo exposición a la curva estándar ISO 834.

#### 4.2.5. Comprobación del elemento fabricado en acero galvanizado

##### 4.2.5.1. Comprobación en el dominio resistente

Entrando en la gráfica presentada en la figura 8 con el tiempo exigido de resistencia al fuego en el eje de abscisas, se

ha obtenido que la temperatura que alcanza el perfil el acero galvanizado tras 15 minutos de exposición al fuego es de  $\theta = 516.84 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Conocida esta temperatura, se interpola en la [tabla 3](#) para obtener el valor del coeficiente de reducción del límite elástico del acero, que resulta  $k_{y,\theta} = 0.728$ . Por su parte, interpolando en la misma tabla puede obtenerse el valor del coeficiente para modificar la esbeltez adimensional de la columna a temperatura elevada, que resulta  $k_{z,\theta} = 1.156$ .

El apartado D2.2.1(3) del CTE DB SI-6 [3] indica que la capacidad resistente de cálculo considerando el efecto del pandeo en situación de incendio de soportes en estructuras arriostradas puede verificarse mediante las expresiones generales del DB SE-A, utilizando los coeficientes de reducción del límite elástico del acero proporcionados en la tabla D.2 (tabla 3 en este artículo) y la curva "c" de pandeo.

Así, se seguirá lo indicado en el Artículo 6.3.2.1 del CTE DB SE-A [3], para la comprobación de la columna a pandeo, adaptando las expresiones para el cálculo en situación de incendio.

#### Cálculo de esbelteces y parámetros de pandeo a temperatura elevada

Como se ha comentado antes, dadas las condiciones de contorno del pilar, éste se calculará como empotrado-articulado, suponiéndose traslacional en el plano del pórtico (XZ), por lo que su coeficiente de pandeo en este plano es  $\beta_y = 2$ . En el plano perpendicular (XY), sin embargo, el pilar se considera arriostrado (intraslacional), por lo que se toma un coeficiente de pandeo  $\beta_z = 0.7$ .

Nótese que, por tratarse de una estructura traslacional en el plano del pórtico, la longitud de pandeo de la columna no se modifica en situación de incendio, por lo que se mantiene  $\beta_y = 2$  (recuérdese que las longitudes de pandeo se modifican en situación de incendio en estructuras arriostradas, siempre y cuando el sector de incendio no abarque más de una planta). En el plano perpendicular, la columna mantiene también sus condiciones de contorno en fuego, por lo que  $\beta_z = 0.7$ .

Se calcula en primer lugar el valor de la esbeltez límite a temperatura ambiente, en función del grado de acero (S275):

$$\lambda_1 = 93.9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9 \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.81$$

Se obtienen a continuación los valores de la esbeltez reducida de la columna en ambos planos:

#### Plano XY, intraslacional (eje z, débil)

La esbeltez reducida a temperatura ambiente es:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\bar{\lambda}}{\lambda_1} = \frac{\beta_z \cdot L / i_z}{\lambda_1} = \frac{0.7 \cdot 3000 / 30.6}{86.81} = 0.791$$

La esbeltez reducida a temperatura elevada resulta:

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = k_{y,\theta} \cdot \bar{\lambda}_z = 1.156 \cdot 0.791 = 0.914$$

Siguiendo lo indicado en el apartado D.2.2.1(c) del CTE DB SI-6, se emplea la curva "c" de pandeo, siendo el valor del coeficiente de imperfección  $\alpha = 0.49$ .

$$\phi_{z,\theta} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{z,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{z,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + 0.49 \cdot (0.914 - 0.2) + 0.914^2 \right] = 1.092$$

Por tanto, el coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada resulta en este plano:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{z,\theta} + \sqrt{\phi_{z,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{z,\theta}^2}} = \frac{1}{1.092 + \sqrt{1.092^2 - 0.914^2}} = 0.592$$

#### Plano XZ, traslacional (eje y, fuerte)

La esbeltez reducida a temperatura ambiente es:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\bar{\lambda}_y}{\lambda_1} = \frac{\beta_z \cdot L / i_y}{\lambda_1} = \frac{2 \cdot 3000 / 50.4}{86.81} = 1.371$$

La esbeltez reducida a temperatura elevada resulta:

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = k_{z,\theta} \cdot \bar{\lambda}_y = 1.156 \cdot 1.371 = 1.585$$

En vista del valor mayor de la esbeltez obtenido, se confirma que este plano resulta más desfavorable a pandeo y por tanto condicionará el diseño de la columna.

Siguiendo lo indicado en el apartado D.2.2.1(3c) del CTE DB SI-6, se emplea la curva "c" de pandeo, siendo el valor del coeficiente de imperfección  $\alpha = 0.49$ .

$$\phi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{y,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + 0.49 \cdot 1.585 + 1.585^2 \right] = 2.095$$

Por tanto, el coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada resulta en este plano:

$$\chi_{fi,y} = \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{\phi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2.095 + \sqrt{2.095^2 - 1.585^2}} = 0.289$$

Como valor del coeficiente de reducción a pandeo a aplicar sobre la resistencia a compresión de la columna se toma el más desfavorable de los dos valores obtenidos anteriormente:

$$\chi_{fi} = \min(\chi_{fi,z}, \chi_{fi,y}) = \min(0.591, 0.289) = 0.289$$

Conocido el valor del área de la sección,  $A = 34 \text{ cm}^2$ , y tomando , el axil resistido por el pilar en situación de incendio resulta:

$$N_{b,fi,Rd,\theta} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0.289 \cdot 3400 \cdot 0.728 \cdot 275}{1} = 10^{-3} = 196.37 \text{ kN}$$

Comparando el valor del esfuerzo axil de compresión aplicado sobre la columna con el valor resistido en situación de incendio:

$$N_{fi,Ed} = 135.52 \text{ kN} < N_{b,fi,Rd,\theta} = 197.37 \text{ kN}$$

Como puede comprobarse, el pilar fabricado con acero galvanizado CUMPLE el tiempo de resistencia al fuego exigido de 15 minutos, quedando utilizado en situación de incendio a un 69.01% de su capacidad (a la vista de la diferencia entre el axil aplicado y el axil resistido).

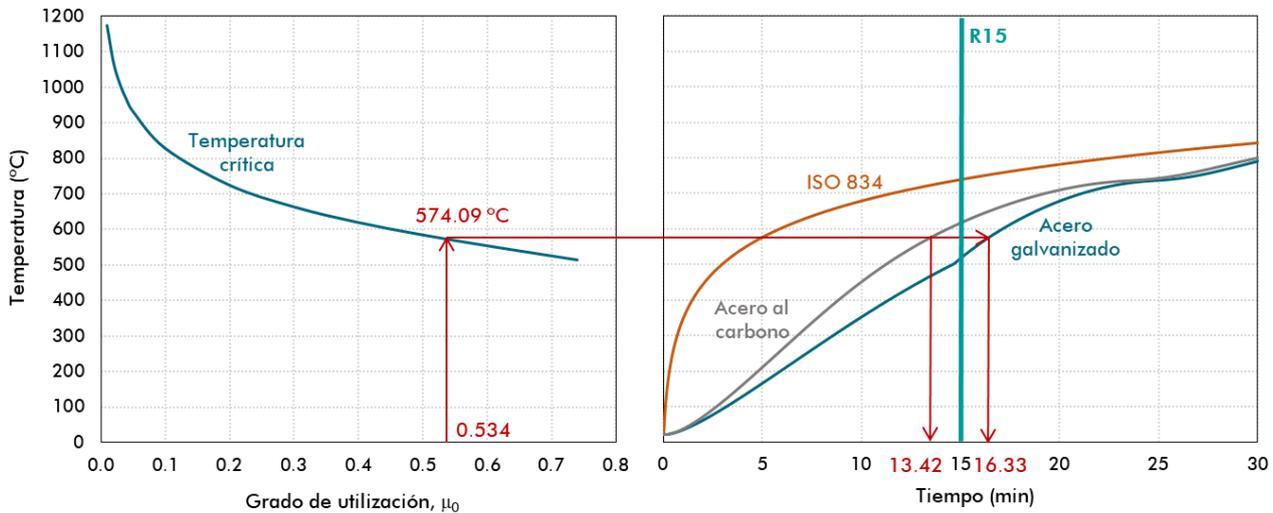


Figura 9. Obtención del tiempo de resistencia al fuego del perfil HEB 120 fabricado en acero al carbono y acero galvanizado, mediante la aplicación del método de la temperatura crítica.

#### 4.2.5.2. Comprobación en el dominio de la temperatura

Para ilustrar la aplicación del método de la temperatura crítica, se comprueba esta vez el pilar únicamente en el plano XZ (traslacional), pues se ha visto antes que éste es el plano más desfavorable a pandeo.

Se toma de forma aproximada un valor de la esbeltez a temperatura elevada igual a 1.2 veces su valor a temperatura ambiente [14], pues se desconoce cuál es la temperatura en el tiempo exacto de fallo.

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = \bar{\lambda}_y \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \approx 1.2 \cdot \bar{\lambda} = 1.2 \cdot 1.371 = 1.646$$

Calculando el coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada a partir del valor de la esbeltez reducida:

$$\phi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{y,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + 0.49 \cdot (1.646 - 0.2) + 1.646^2 \right] = 2.208$$

$$\chi_{fi} = \chi_{fi,y} \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{\phi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2.208 + \sqrt{2.208^2 - 1.646^2}} = 0.272$$

El axil de compresión resistido por el pilar en situación de incendio en el instante inicial ( $t = 0$ ) es:

$$N_{b,fi,Rd,0} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,20} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0.272 \cdot 3400 \cdot 1.275}{1} = 10^{-3} = 253.99 \text{ kN}$$

Conocido el valor del axil de compresión aplicado y el axil resistido en el instante inicial ( $t = 0$ ) en situación de incendio, se obtiene el grado de utilización calculando el cociente entre los dos:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,Rd,0}} = \frac{135.52}{253.99} = 0.534$$

Y a partir de este valor, se obtiene la temperatura crítica:

$$\theta_{cr} = 39.19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \cdot 0.534^{3.833}} \right] + 482 = 574.09 \text{ °C}$$

Entrando ahora con este valor de la temperatura crítica en el eje de ordenadas de la curva temperatura-tiempo de calentamiento del perfil HEB 120 presentada en la figura 8, se obtiene para el acero galvanizado un tiempo de resistencia al fuego de 16.33 minutos, superior a 15 minutos, luego se comprueba que el pilar galvanizado en caliente CUMPLE el tiempo de resistencia al fuego exigido. El proceso de aplicación del método de la temperatura crítica se ilustra de forma más completa en la figura 9, donde se compara además con el resultado de aplicar el método al pilar de acero al carbono.

#### 4.2.6. Comprobación del elemento fabricado en acero al carbono

##### 4.2.6.1. Comprobación en el dominio resistente

Acudiendo a la gráfica presentada en la figura 8, se ha obtenido una temperatura para el perfil fabricado en acero al carbono tras 15 minutos de exposición al fuego de  $\theta = 616.27 \text{ °C}$ , proporcionando un valor del coeficiente de reducción del límite elástico del acero  $k_{y,\theta} = 0.431$  y siendo el coeficiente para modificar la esbeltez adimensional de la columna a temperatura elevada  $k_{\lambda,\theta} = 1.247$ .

Con estos valores, se rehacen las comprobaciones anteriores. Se comprueba únicamente en el plano XZ, plano más desfavorable a pandeo.

La esbeltez reducida a temperatura elevada resulta ahora:

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = k_{\lambda,\theta} \cdot \bar{\lambda}_y = 1.247 \cdot 1.371 = 1.711$$

Se calcula a partir de esta esbeltez el valor del coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada:

$$\phi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{y,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + 0.49 \cdot 1.711 + 1.711^2 \right] = 2.333$$

$$\chi_{fi} = \chi_{fi,y} \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{\phi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2.333 + \sqrt{2.333^2 - 1.711^2}} = 0.255$$

Así, el axil resistido por el pilar en situación de incendio resulta:

$$N_{b,fi,Rd,0} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0.255 \cdot 3400 \cdot 0.431 \cdot 275}{1} \times 10^{-3} = 102.78 \text{ kN}$$

Comparando el valor del esfuerzo axil de compresión aplicado sobre la columna con el valor resistido en situación de incendio

$$N_{fi,Ed} = 135.52 \text{ kN} > N_{b,fi,Rd,0} = 102.78 \text{ kN}$$

Por tanto, se observa que el pilar fabricado en acero al carbono NO CUMPLE el tiempo exigido de resistencia al fuego de 15 minutos, quedando utilizado en situación de incendio a un 131.85% de su capacidad (a la vista de la diferencia entre el axil aplicado y el axil resistido).

#### 4.2.6.2. Comprobación en el dominio de la temperatura

Si se desea realizar ahora la comprobación en el dominio de la temperatura, basta con intersectar el valor de la temperatura crítica obtenida anteriormente  $\theta_{cr} = 574.09 \text{ °C}$  con la curva temperatura-tiempo de calentamiento del perfil fabricado en acero al carbono presentada en la [figura 9](#), obteniéndose un tiempo de resistencia al fuego de 13.42 minutos, inferior a 15 minutos, por lo que se observa también por esta vía que el mismo perfil sin galvanizar NO CUMPLE el tiempo de resistencia al fuego exigido.

Se evidencia por tanto que, para una exigencia de tiempo de resistencia al fuego de 15 minutos (R15), el perfil HEB 120 fabricado en acero al carbono no sería válido, mientras que este mismo perfil galvanizado en caliente sí que superaría el tiempo requerido.

#### 4.2.7. Resumen de resultados

A modo de resumen, se presentan en las siguientes tablas los resultados obtenidos para la comprobación en situación de incendio de la columna fabricada en acero galvanizado y acero al carbono, bajo los dos enfoques estudiados. En la [tabla 4](#)

se presenta la comparativa en el dominio resistente, mientras que en la [tabla 5](#) puede observarse la comparativa en el dominio de la temperatura.

Como se puede observar, en ambos casos la diferencia entre utilizar acero galvanizado o acero al carbono es sustancial, siendo más evidente en términos de capacidad mecánica (véase [tabla 4](#)), donde se pasa de un 131.85% de utilización en el caso de acero al carbono (la carga aplicada excede un 31,85% de la capacidad de la columna) a un 69.01% con acero galvanizado (la columna tiene una reserva de capacidad del 30,99%). En términos de tiempo, esto supone pasar de incumplir el requisito de 15 minutos de resistencia al fuego, quedándose la columna en 13.42 minutos en el caso de acero al carbono, a superar el tiempo prescrito, con 16.33 minutos utilizando acero galvanizado, véase [tabla 5](#). Por tanto, queda demostrado mediante este sencillo ejemplo cómo el empleo del acero galvanizado puede ser una buena estrategia para cumplir una exigencia de tiempo de resistencia al fuego moderado en la estructura portante sin necesidad de aumentar la sección de los perfiles, resultando una alternativa competitiva.

## 5. CONCLUSIONES

En este artículo se han presentado estrategias para el aprovechamiento de las propiedades beneficiosas del acero galvanizado en situación de incendio. La más favorable emisividad de este tipo de acero a temperaturas por debajo de los 500 °C frente al acero al carbono permite ganar cierto margen de resistencia al fuego en términos de tiempo, lo que puede ser muy decisivo en rangos de resistencias exigidas entorno a R15. Esta situación es muy habitual en el ámbito de la edificación industrial, particularmente en aquellas naves industriales que presentan cubierta ligera y están ubicadas en establecimientos industriales con configuración tipo B con riesgo bajo o tipo C con riesgo medio/bajo. Como se ha podido ver en el ejemplo de cálculo presentado, en estas situaciones es

TABLA 4. Comparación de resultados para la columna a comprobar, en el dominio resistente.

Comprobación en el dominio resistente (R15)					
	Temperatura	Axil de compresión	¿CUMPLE?	Utilización	
		Aplicado	135.52 kN		
Acero galvanizado	516.84 °C	Resistido	196.37 kN	SI	69.01%
Acero al carbono	616.27 °C	Resistido	102.78 kN	NO	131.85%

TABLA 5. Comparación de resultados para la columna a comprobar, en el dominio de la temperatura.

Comprobación en el dominio de la temperatura (R15)			
	Tiempo	¿CUMPLE?	
	Requerido	15 min	
Acero galvanizado	Resistido	16.33 min	SI
Acero al carbono	Resistido	13.42 min	NO

Nota: grado de utilización  $\mu_0 = 0.534$ , temperatura crítica  $\theta_{cr} = 574.09 \text{ °C}$

posible cumplir los requisitos de resistencia al fuego utilizando el acero galvanizado, evitando así tener que recurrir al empleo de materiales de protección pasiva.

Se ha presentado una amplia revisión del ámbito normativo en España para la determinación del tiempo exigido de resistencia al fuego de la estructura y la comprobación de la capacidad portante de elementos de acero en situación de incendio, diferenciándose entre las prescripciones en el ámbito industrial y no industrial. Se ha hecho especial hincapié en los distintos enfoques admitidos en la normativa, centrándose este artículo en los métodos más habituales en el dominio de la resistencia y de la temperatura. Para facilitar este último enfoque, se ha detallado el procedimiento de cálculo necesario para la construcción de la curva de calentamiento de un perfil metálico y la aplicación del método de la temperatura crítica.

A modo de ejemplo, se ha seleccionado una columna de una nave industrial con exigencia de resistencia al fuego R15 para ilustrar las comprobaciones a realizar mediante ambos enfoques (resistencia y temperatura), comparándose los resultados en el supuesto de que dicho elemento esté fabricado en acero al carbono o acero galvanizado. El ejemplo de cálculo presentado permite observar claramente las ventajas aportadas por este material en situaciones donde la exigencia de tiempo de resistencia al fuego no es muy elevada.

Por tanto, la galvanización en caliente se presenta como una buena alternativa de cara a dar cumplimiento a las exigencias de resistencia frente al fuego de la estructura portante en edificaciones industriales.

### Agradecimientos

Los autores agradecen a la Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG) por el apoyo y consejo proporcionado en la redacción de este artículo.

### Referencias

- [1] Reglamento (UE) n° 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción y se deroga la Directiva 89/106/CEE del Consejo. Unión Europea; 2011 (DOUE núm. 88, de 4 de abril de 2011).
- [2] Real Decreto 2267/2004, de 3 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales. Ministerio de Industria, Turismo y Comercio; 2004 (BOE-A-2004-21216).
- [3] Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Vivienda; 2006 (BOE-A-2006-5515).
- [4] Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural. Ministerio de la Presidencia, Relaciones con las Cortes y Memoria Democrática; 2021 (BOE-A-2021-13681).
- [5] UNE-EN 1993-1-2:2016. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego. Comité Europeo de Normalización (CEN); 2016.
- [6] Fichas Técnicas de la Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG). <https://www.ateg.es/la-galvanizacion/fichas-tecnicas>
- [7] UNE-EN ISO 1461:2010. Recubrimientos de galvanización en caliente sobre piezas de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo (ISO 1461:2009). Comité Europeo de Normalización (CEN); 2010.
- [8] Meza, F.; Baddoo, N. (2020) Fire resistance of steel sections galvanized to EN ISO 1461. SCI P429. *The Steel Construction Institute*, Ascot, Berkshire (UK). British Library Cataloguing-in-Publication Data.
- [9] prEN 1993-1-2: 2021. Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-2: General rules – Structural fire design. CEN/TC 250/SC 3/WG 2 N 104. Final Document (16-04-2020).
- [10] UNE-EN ISO 14713-2:2020. Recubrimientos de cinc. Directrices y recomendaciones para la protección frente a la corrosión de las estructuras de hierro y acero. Parte 2: Galvanización en caliente (ISO 14713-2:2019). Comité Europeo de Normalización (CEN); 2020.
- [11] UNE-EN 1991-1-2:2019. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego. Comité Europeo de Normalización (CEN); 2019.
- [12] Espinós, A.; Romero, M. L. (2022) Cálculo de la resistencia al fuego de estructuras industriales de acero galvanizado. *Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG)*; <https://www.ateg.es/informacion-tecnica>
- [13] UNE-EN 1363-1:2021. Ensayos de resistencia al fuego. Parte 1: Requisitos generales. Comité Europeo de Normalización (CEN); 2021.
- [14] Franssen, J.-M.; Vila Real, P. (2012) Fire Design of Steel Structures. *European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)*.

# Experiencias en el cálculo de Interacción vía-estructura en viaductos de trenes ligeros urbanos

## *Experiences in RSI Analysis for Urban Light Rail Viaducts*

Luis Carrillo Alonso<sup>\*a</sup>, Mariano Martín Cañueto<sup>b</sup>, Pedro de Dios Barrau<sup>c</sup>,  
Cristina García Cambrón<sup>d</sup>, Diego Romagosa Sanchez-Monge<sup>e</sup>

<sup>a</sup> Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe Dpto de Estructuras de Obra Civil-Puentes. Acciona Ingeniería

<sup>b</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Responsable Area de Proyectos. Acciona Ingeniería

<sup>c</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de Proyectos. Gerente departamento de Estructuras. Acciona Ingeniería

<sup>d</sup> Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniera de Proyectos. Dpto de Estructuras de O.C.-Puentes. Acciona Ingeniería

<sup>e</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de Proyectos. Dpto. de Estructuras de O.C.-Puentes. Acciona Ingeniería

Recibido el 8 de enero de 2023; revisado el 5 de marzo de 2023; aceptado el 4 de abril de 2023

### RESUMEN

Acciona Ingeniería ha participado en distintas fases del proceso de diseño de los viaductos del Metro de Dubai y Vancouver, ambas obras adjudicadas a Acciona Construcción. Los dos proyectos implican el diseño de largos viaductos para trenes ligeros en los que el análisis de la interacción vía estructura es fundamental para verificar el diseño de la vía y de la subestructura. Este documento pretende mostrar las particularidades de dicho análisis en este tipo de estructuras y las dificultades en la aplicación de la normativa vigente UIC 774-3, dado que ésta se enfocó a su aplicación a viaductos de ferrocarril convencional.

PALABRAS CLAVE: Viaducto elevado, fijaciones para el carril, carril continuo soldado, interacción vía-tablero, rotura de carril.

©2023 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

Acciona Engineering has participated in different phases of the design process for the Dubai and Vancouver Metro viaducts, both projects were awarded to Acciona Construction. These projects involve the design of long viaducts for light rail, being essential the analysis of the track structure interaction in order to carry out the design of the track and the substructure. This document shows the special features of the RSI analysis for this type of structure and the issues found when the UIC 774-3 leaflet approach is considered, because this code is focused on the design of conventional railway viaducts.

KEYWORDS: Urban rail viaduct, rail fastener, CWR, rail-structure interaction, rail break.

©2023 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

## 1. INTRODUCCIÓN

La utilización prácticamente en exclusiva del carril continuo soldado en las nuevas líneas ferroviarias que se han venido proyectando desde hace unas décadas, ha llevado a la necesidad de considerar una serie de problemáticas relativas al cálculo de la interacción generada entre la vía y las estructu-

ras sobre las que se dispone. Es por este motivo que, desde la década de los años 80 se desarrollaran numerosos estudios, en concreto por diferentes comités ERRI, que dieron lugar a la ficha UIC-774-3 [1] y a la posterior inclusión de lo referido en ella en el Eurocódigo EN1991-1-2 de octubre de 2004 [3]. De esta forma quedó establecida una metodología para el análisis de la interacción vía-estructura.

\* Persona de contacto / Corresponding author:  
Correo-e / e-mail: [luis.carrillo.alonso@acciona.com](mailto:luis.carrillo.alonso@acciona.com) (Luis Carrillo)

Sin embargo, dado que el procedimiento que establece la ficha UIC-774-3 para el análisis de este problema, en relación a los parámetros y verificaciones a desarrollar en el cálculo, está orientado básicamente al diseño de viaductos para ferrocarril convencional, resulta que, las particularidades que se presentan en el caso de los largos viaductos de los ferrocarriles ligeros urbanos no quedan explícitamente recogidas en esta normativa.

En este sentido, se presenta en este documento la experiencia de Acciona Ingeniería en dos proyectos internacionales (Metro Dubai y Metro Vancouver), en relación a la problemática anteriormente expuesta.

## 2. ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN EN EL CASO DE VIADUCTOS DE TREN LIGERO

### 2.1. Objetivo del análisis y estrategias de diseño.

El denominado fenómeno de interacción engloba todos aquellos efectos que son causados por la conexión entre la vía y una estructura. En concreto incluye tanto los esfuerzos generados por esta conexión, que deberán quedar en equilibrio entre la vía y el tablero, como las deformaciones inducidas, que igualmente se deben compatibilizar entre ambos elementos. Es decir, que la configuración y el comportamiento del tablero influye sobre el estado tensional del carril y a su vez el tablero debe ser capaz de redirigir los efectos de la interacción hacia las pilas y estribos.

Sabiendo que la metodología para el análisis de la interacción vía-estructura quedó recogida en la ficha UIC 774-3, hay que puntualizar que dicha normativa se orientó a solventar los problemas que se planteaban en los viaductos de las nuevas líneas de Alta Velocidad, que desde los años 90 del pasado siglo se construyeron en Europa, y en las que los requisitos de trazado son muy exigentes.

De forma general las indicaciones de la metodología UIC buscan principalmente:

- Comprobar las tensiones y deformaciones generadas en los carriles dispuestos sobre la estructura, de tal forma que se garantice la adecuada circulación de los trenes.

En principio, esta consideración podría llevar, en el caso de tableros continuos a partir de cierta longitud (aproximadamente 120 m para tableros de hormigón), a la necesidad de la instalación de aparatos de dilatación de vía para limitar las tensiones del carril. En cambio, dado que las administraciones ferroviarias prefieren limitar la disposición de juntas en carril por motivos de mantenimiento y comodidad del servicio, mediante el análisis de la interacción y la disposición de aparatos de vía de gran capacidad ha sido posible validar la ejecución de grandes longitudes de viaductos continuos con la mínima afección al carril. De esta forma se ha conseguido llegar a longitudes de tramo continuo de más de 3000 m, tanto en experiencias en la Alta Velocidad en Francia como en Alemania y España<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> En concreto en España se han construido tableros continuos como el viaducto del río Huerva (1147m), del Barbantiños (1176m) y del Arentejo

- Plantear de forma adecuada el diseño frente a las acciones horizontales longitudinales.

Este aspecto está relacionado con la disposición de puntos fijos de conexión entre tablero y pilas, que permitan absorber las importantes fuerzas de frenado y arranque, así como las debidas a los efectos térmicos y reológicos. A su vez, la configuración de apoyos del tablero definirá las longitudes dilatables de la estructura.

En base a las dos cuestiones anteriores, tradicionalmente se han adoptado dos estrategias diferentes para la configuración de un viaducto ferroviario:

- Una primera, que podríamos denominar solución “francesa” [7], consistente en disponer un tablero continuo sobre un conjunto de apoyos deslizantes, planteando el punto fijo sobre aquella pila o estribo donde se disponga de la mayor rigidez frente al desplazamiento longitudinal. Así, las fuerzas horizontales se concentrarían sobre dicho elemento, liberando al resto de pilas y estribos de esta acción. Es decir, que se propone penalizar el diseño de un elemento de la subestructura de forma muy importante, con la intención de aligerar el diseño del resto. Con esta solución, el análisis de la interacción no aportará ninguna optimización del mecanismo resistente frente a esfuerzos horizontales, ya que para todas ellas se establece un “camino” previamente determinado. En cambio, sí que será necesario confirmar que las tensiones en el carril son admisibles.
- En el caso de la segunda estrategia, que se podría denominar solución “alemana”, el tablero se conformaría por una sucesión de vanos isostáticos apoyados sobre pilas, mediante pares de apoyos POT fijos y deslizantes. Será con esta solución donde el análisis de la interacción puede permitir optimizar el mecanismo de reparto de los esfuerzos longitudinales entre los distintos elementos de la subestructura, respecto de la consideración de un reparto isostático de dichas acciones, dada la gran capacidad del carril para movilizar el trabajo resistente de los distintos componentes de la subestructura. En cambio, al ser las longitudes dilatables de tablero pequeñas, las comprobaciones de las tensiones en los carriles no deberían suponer ningún problema, ya que teóricamente podría plantearse una sucesión de vanos sin limitación de la longitud total.

Sin embargo, en las últimas décadas, y sobre todo en ámbito no europeo (Norteamérica, Sudamérica, en Oriente Medio y en Asia)<sup>2</sup>, se han proyectado y ejecutado un gran número de trenes ligeros y tranvías elevados interurbanos. Estas infraestructuras necesitan de la ejecución de viaductos de mucha longitud pero no gran altura, con requerimientos tanto de cargas como de trazado mucho menos exigentes que en el caso de las líneas de Alta Velocidad, y los cuales normalmente se resuelven con sucesiones de vanos isostáticos de entre 30 y 40 m de luz. Estas nuevas estructuras por lo tanto han que-

(1444m) donde se dispuso una sola junta de dilatación, mientras que con 2 juntas de dilatación se han alcanzado longitudes de tablero continuo de 1485m en el Viaducto del Sárano, 1620m en el Viaducto del Ulla, 1755m en el A° del valle y de 3200m en el Viaducto de Archidona.

<sup>2</sup> Como ejemplos podría mencionarse el caso del Metro de Vancouver en Canadá, el de Denver en USA, el de Santiago de Chile, el Metro de Monterrey en México, el Metro de Panamá, el Metro de Delhi en India, el Metro de Dubai, el Metro de Doha, el de Guangzhou en China y el de Nieuwen en Taiwan.

dado fuera del foco del análisis contemplado en la ficha UIC-774 y han requerido de estudios sobre aspectos particulares que se han reflejado en recomendaciones y diferentes guías internacionales [9][10][12] [15].

## 2.2. Condicionantes y metodología de cálculo establecidos en la UIC-774-3.

El cálculo de la interacción vía-tablero establecido en la UIC 774-3, y posteriormente recogido en el Eurocódigo y en la IAPF-07, describe el análisis exclusivamente frente a las acciones térmicas, reológicas, de frenado y arranque, y al efecto longitudinal de la aplicación de las cargas verticales. Es decir, que este análisis plantea determinar el efecto particular generado por la disposición del carril sobre una estructura, en comparación con la situación en la que el carril se apoya directamente sobre el terreno.

Con ese objetivo, la ficha UIC establece los límites de los incrementos de tensiones normales que puede producir la interacción, en relación a las que soportaría el carril fuera de la estructura, así como las deformaciones máximas que pueden a su vez generarse en este elemento. Los valores límite de estas tensiones normales adicionales son de +92 y -72 N/mm<sup>2</sup>, para las tensiones de tracción y compresión respectivamente. Los valores anteriores se establecieron al descontar al límite elástico del acero del carril las tensiones debidas a la flexión de éste<sup>3</sup>, las tensiones debidas a la aplicación en el carril de una temperatura de ±50° y las tensiones residuales generadas durante su fabricación. El límite de la tensión de tracción se introduce para acotar los efectos de la fatiga y minimizar la posibilidad de rotura frágil del carril, mientras que la limitación de la tensión mínima de compresión se establece para garantizar que no se produce la inestabilidad del carril por pandeo.

La disposición de la vía sobre balasto o sobre placa marca una diferencia fundamental en esta última consideración, en lo que a la seguridad frente a la inestabilidad del carril se refiere, dada la mucho mayor restricción al desplazamiento lateral ejercida por las fijaciones de la vía en placa. Es por ello, que en diversas normativas, guías y pliegos<sup>4</sup>, dicho condicionante se ha ampliado hasta unos valores límite de +/-92 N/mm<sup>2</sup> tanto para tracción como para compresión.

Es importante incidir en que estos límites se establecen para acotar las tensiones normales provocadas por los esfuerzos axiales, aplicados en el centro de gravedad de los carriles, debidos a la interacción con la estructura. Es decir, que estos límites no engloban las tensiones normales generadas por la propia flexión del carril, al aplicar cargas verticales sobre él<sup>5</sup>. Esta cuestión, es importante tenerla siempre presente cuando se trabaje fuera del ámbito estricto de comprobaciones establecido por la ficha UIC.

Por otra parte, la ficha UIC plantea la modelización del conjunto vía estructura (tanto tableros como apoyos, pilas y

estribos) de tal manera que la conexión entre vía y tablero se realice mediante unos muelles que representen el comportamiento no-lineal de las fijaciones del carril. Es decir, que se ha de contemplar que dichas fijaciones tienen un comportamiento elástico-lineal hasta que se supera la fuerza de rozamiento máxima que es posible movilizar en dicha conexión, momento a partir del cual se produce el deslizamiento del carril sin incremento de la fuerza en la fijación. Este comportamiento se representará mediante un elemento de conexión estructura-carril caracterizado por una función bilineal que relacione fuerza y desplazamiento. Los valores para estos muelles establecidos en la UIC 774-3 para vía en placa son de 40 kN/m y 60 kN/m para vía cargada y descargada, con deformación máxima antes del deslizamiento de 0.5 mm.

Además, la metodología de cálculo establecida en la ficha UIC 774-3 permite analizar y cuantificar el efecto de la interacción vía-estructura desde tres enfoques diferentes: un primer método simplificado basado en el uso de las soluciones tabuladas en la propia ficha, un siguiente nivel consistente en el uso de un cálculo no lineal de cada una de las hipótesis de carga a considerar, para después combinar todas ellas y obtener una envolvente de todo el conjunto. Por último, se propone un cálculo no lineal paso a paso, con el cual se obtienen los resultados totales al considerar todas las cargas mediante un proceso incremental de aplicación de éstas. En todos los casos la metodología que plantea la ficha UIC es un análisis bidimensional mediante modelos de cálculo planos, dado que, como se ha comentado anteriormente, el objetivo principal de esta ficha era el estudio de la interacción en los viaductos de alta velocidad, cuya curvatura en planta y alzado es mínima. El segundo método basado en la superposición de los efectos individuales de cada una de las cargas producirá resultados del lado de la seguridad de cara a esfuerzos y tensiones en el carril, mientras que el tercer método llevará a resultados más ajustados en esfuerzos y tensiones, pero a mayores deformaciones.<sup>6</sup>

## 2.3. Otros requisitos y consideraciones en el diseño.

El proyecto en los últimos años de numerosas líneas de trenes ligeros elevados, ha llevado a la aparición de problemáticas específicas en su diseño, asociadas a la utilización de la vía continua sobre placa, instalada en estructuras de gran longitud y relativa flexibilidad. Hasta lo que conocen los autores, estas problemáticas ni se encuentran recogidas de forma completa, ni se han desarrollado metodologías específicas en ninguna normativa actual, existiendo hoy en día en este sentido un cierto vacío normativo<sup>7</sup>.

### 2.3.1. Hipótesis de rotura de carril (rail break).

En base a la experiencia principalmente en Estados Unidos y Canadá, y en general de países con temperaturas muy bajas en invierno, se hace especial incidencia en el fenómeno de rotura frágil del carril ("rail-break"). Esta situación se asocia a

3 Tensiones causadas por la flexión del carril debido al paso del tren LM71, que serán mucho mayores que en el caso de trenes de menor peso, lo que llevaría a la conclusión de que el rango límite de tensiones en el carril establecido en la ficha UIC es conservador en el caso de trenes más ligeros.

4 Según Norma Din Fb101, RDSO 3.3.1, [16] y [17].

5 El único efecto de las cargas verticales a tener en cuenta según la ficha UIC 774-3 es el debido a los axiles generados en los carriles, causados por el giro de los tableros por flexión.

6 Ver apartado 4.6.3.3 de RDSO y [11].

7 Tanto en el documento TCRP [10] como en la norma ACI 343-1-R12 estadounidenses, en la guía RDSO [9] india y en la coreana KRC8080, se comentan aspectos relativos a la problemática de los viaductos elevados para trenes ligeros, pero lo indicado en dichos documentos no detalla cómo abordar las problemáticas específicas. Se espera una nueva edición de la ficha UIC 774 donde tal vez se avance en este aspecto.

la generación tracciones por encima de los valores admisibles al someter el carril a un descenso térmico acusado<sup>8</sup>. En el caso de las especificaciones de la UIC 774-3, indirectamente se supone que el uso de las fijaciones de gran rigidez, necesarias para el caso de la circulación de trenes convencionales, lleva a la verificación de este requisito. Es cuando se considera el uso de fijaciones de menor capacidad, como resulta adecuado para la circulación de trenes ligeros, cuando se debe prestar atención a esta verificación. Una situación parecida se indica que se podría llegar a considerar cuando, durante el desarrollo de las operaciones de mantenimiento, fuera necesario proceder al corte de algún carril para su sustitución total o parcial.

Las especificaciones de esta hipótesis de cálculo se enfocan hacia tres comprobaciones: la primera de ellas asociada al incremento de tensiones producidas en el resto de carriles existentes en la sección de vía donde se ha producido el fallo de uno de ellos. La segunda en relación a la redistribución de esfuerzos que se producen en la subestructura, al generarse fuerzas no equilibradas debidas al fallo del carril. La tercera de ellas, y tal vez la que se considera más importante en este enfoque, consistente en la determinación del desplazamiento relativo entre extremos del carril roto, debido a la actuación de las cargas actuantes en el instante de la rotura sobre la configuración con el carril colapsado.

Este último aspecto es el que se denomina comúnmente como “*rail-gap*” y se considera que debe acotarse para evitar el descarrilamiento de algún tren que pudiera circular en el instante del fallo. En general esta comprobación se asocia a un “*gap*” máximo, relacionado con las dimensiones de la rueda del vehículo, adoptándose normalmente valores límites de en torno a 2” (o bien 50 mm). Es discutible si esta comprobación tiene sentido efectuarla asociada a situaciones de mantenimiento, ya que se entiende que en ese caso la circulación ferroviaria se encontraría interrumpida.

El cálculo de esta hipótesis se basará en la aplicación sobre la estructura de las cargas térmicas que se consideren actuantes en el instante de la rotura del carril, para a continuación eliminar el carril dañado en una determinada sección, y proceder a introducir unos esfuerzos sobre éste de signo igual y contrario a los existentes en el instante previo a la rotura. De esta forma, la composición de los estados de carga anteriormente indicados permite obtener la configuración después de la rotura con esfuerzos nulos en los extremos del carril cortado. Dicha composición debe realizarse de forma incremental, dado el comportamiento no lineal de las fijaciones del carril.

Como alternativa, en las referencias [9][10][12]<sup>9</sup> se in-

8 Estrictamente este fenómeno se produce cuando se alcanza un valor elevado de tracción en el carril, el cual, como se mostrará en los resultados que se incluyen en este documento, no sólo se genera bajo la hipótesis de descenso térmico.

9 Tanto en el epígrafe 7.5.6 de TCRP[10], como en el documento [12] y en la RDSO[9]. En concreto en esta última, en su epígrafe 5.1 se comenta que el cálculo de la hipótesis de rail-break debe realizarse con proceso incremental paso a paso, para tener en cuenta de forma adecuada la no linealidad de los “fasteners” de conexión del carril. Igualmente, en este documento se señala la posibilidad de tener que considerar las acciones en el momento de la rotura del carril con carácter impulsivo.

En cambio, no se concreta una metodología para la comprobación en tensiones de los carriles, dado que parecería que el gap sólo debe verificarse para carga térmica.

Habría que indicar que este planteamiento no parecería quedar completamente del lado de la seguridad, dado que, si dicho gap debe limitarse para garantizar la circulación segura de los trenes, habría que tener en cuenta que

cluyen formulaciones simplificadas que permiten establecer un límite mínimo de la resistencia de las fijaciones del carril, para así acotar las deformaciones máximas que se pudieran producir entre extremos del carril roto.

El cálculo de las tensiones producidas en el resto de carriles, después de la rotura del carril, normalmente devolverá valores que, al compararse con el límite elástico del acero del carril, serán de pequeña cuantía. En el caso de estructuras de vía doble, el incremento de tensiones se produce en los tres carriles que permanecen inalterados, mientras que, en el caso de estructuras para vía sencilla, el incremento se producirá sobre el carril que permanece intacto, generándose en él, de forma más o menos localizada, unas tensiones de magnitud doble que las que soportaba inicialmente. Sabiendo que las tensiones generadas en los carriles en las situaciones habituales son muy inferiores al límite elástico del carril, resultará que, incluso en el caso de vía sencilla, esta comprobación no deberá implicar ninguna consecuencia en el diseño, más allá de la verificación de la capacidad de las fijaciones adyacentes a la zona de rotura del carril para controlar el “*gap*” generado.

Del mismo modo, el incremento de esfuerzo cortante en la cabeza de las pilas próximas a la zona de rotura de carril será despreciable frente a los esfuerzos en situación permanente, teniendo en cuenta que la situación de rotura del carril se consideraría como accidental.

### 2.3.2. Fijaciones especiales.

Un aspecto de la tecnología ferroviaria que se ha desarrollado especialmente en los últimos años es la relacionada con las fijaciones del carril (“*fasteners*”). Hoy en día los diferentes suministradores de sistemas de vía disponen de una muy amplia gama de productos que permiten una gran versatilidad en los diseños. En concreto, para el caso de estructuras continuas de gran longitud, una solución para la reducción de las tensiones en los carriles, que cada vez más habitualmente se está planteando, es la utilización de fijaciones de resistencia reducida (“*low restraint fasteners LRF*”) o bien de fijaciones que permitan el deslizamiento del carril (“*zero restraint fasteners ZRF*”). La disposición de estos elementos de forma localizada, en aquellos tramos donde se producen valores elevados de axiles en el carril, permite la reducción de las tensiones generadas, de forma menos acusada en el primer caso respecto del segundo. Como contrapartida ha de prestarse una especial atención al análisis de las mayores deformaciones que van a producirse, así como a la hipótesis de rotura de carril.

Las principales dificultades en la aplicación de estas soluciones se deben, por un lado a la necesidad de la certificación de los productos de cada fabricante, y por otra parte a la complicación que podría suponer el mantenimiento de estos elementos especiales. Ambas cuestiones pueden llevar a que algunas administraciones sean reacias a su uso, aunque también es cierto que cada vez hay más referencias de casos ya ejecutados usando estos dispositivos.

Además, estos carriles tendrán que compatibilizarse con la disposición de aparatos de vía, siendo normalmente un requisito de los suministradores la necesidad de no disponer

el propio paso de los vehículos generará un incremento de tensiones en los carriles “sanos” el cual que podría llevar a un fallo sucesivo de éstos. Esta consideración no se ha encontrado reflejada en la normativa y bibliografía consultada.

este tipo de fijaciones a menos de unos 50-100 m de un aparato de vía.



Figura 1. "Pandrol Vipa DRS ZLR fastening". Metro Bangkok con marca colores por tipo de fijación.

Una solución aún más novedosa es la que se comenta en las referencias [13] de la administración coreana de ferrocarriles y [18]. En ambas se plantean, en lugar de disponer de una conexión más flexible entre carril y tablero, diseñar una vía en placa sin restricción al desplazamiento relativo longitudinal entre tablero y losa. En este caso el comportamiento de tablero y carriles quedaría casi completamente desvinculado.

### 2.3.3. Aparatos de vía.

Otro de los aspectos particulares del diseño específico, de este tipo de viaductos para trenes ligeros elevados, es que, dado que en muchos casos la totalidad o la casi totalidad de la longitud de la línea discurre sobre estructura, incluyendo las estaciones, es inevitable la disposición de aparatos de vía (cruces o desvíos) sobre el propio viaducto<sup>10</sup>. Normalmente se debería evitar la disposición de estos elementos cercanos a singularidades como juntas de tablero, por lo que requieren de tramos continuos de una cierta longitud.

A su vez, sabiendo que estos elementos tienen una geometría y tipología muy variada, cabría preguntarse de cara al análisis de la interacción, si los carriles mantienen su continuidad a su paso por ellos, o bien deberían considerarse la existencia de discontinuidades. Esta cuestión deberá evaluarse en particular con el suministrador de la vía, incorporándose las características específicas de cada sistema en el modelo de cálculo, de tal forma que el análisis de la interacción sea lo más realista posible. Como práctica general, puede pensarse que el carril tendrá continuidad sobre estos aparatos de vía.

Por otra parte, si la presencia de estos aparatos de vía implica la conexión del viaducto a otras estructuras donde se dispongan una o varias vías adicionales, habría que considerar el efecto conjunto de interacción de ambas estructuras, bien mediante el análisis con un modelo 3D, el cual tendrá una gran complejidad al tener que incorporar las características no sólo longitudinales, si no también transversales de la vía, bien mediante alguna simplificación que permita simular de forma adecuada la coacción que produce una sobre otra, lo que tampoco será un análisis sencillo.

### 2.3.4. Diferencias de temperatura en carril.

Otro aspecto que podría considerarse en el diseño es el efecto de las diferencias de temperatura que se pueden generar en un mismo carril a lo largo de todo un tramo de vía, ya que

<sup>10</sup> Ver referencias [8], en relación a este aspecto

en algunos casos parte de los carriles discurrirán al abrigo del ambiente exterior, como por ejemplo dentro de las estaciones, mientras que sobre otros se producirá un soleamiento directo.

En general, estas hipótesis llevarán a situaciones donde se reducirán los efectos de la interacción en las zonas a cubierto de la intemperie, requiriéndose únicamente una adecuada distribución longitudinal de la resistencia de las fijaciones del carril, con el objetivo de poder canalizar adecuadamente la transición de esfuerzos.

### 2.3.5. Alineación en planta de la vía.

Aunque la geometría del trazado en planta y alzado se podría considerar íntegramente en un modelo de cálculo, son realmente los pequeños radios de curvatura en planta los que implicarán la necesidad de considerar este efecto en un análisis tridimensional. En ellos, la aplicación de cualquier acción en el sentido del eje de la vía generará una fuerza en dirección radial sobre la subestructura que debería considerarse en el diseño de estos elementos.

Hay que recordar que todos los efectos de la interacción planteados por la ficha UIC se indica que quedarán recogidos en modelos planos de 2D, por lo que este aspecto particular no se incluiría en las comprobaciones específicas indicadas en aquella normativa, y se considerará como un efecto adicional debido a la presencia del carril continuo. Es decir, que la repercusión en tensiones causada en el carril por este efecto no debería sumarse a las debidas por el resto de acciones contempladas en la ficha UIC, y por lo tanto no se deberían comparar contra los límites de tensiones adicionales establecidas en este documento.<sup>11</sup>

En las referencias [9][10]<sup>12</sup> se proponen formulaciones simplificadas para el cálculo de las fuerzas en cabeza de pilas provocadas por variaciones de temperatura en un carril curvo. Hay que indicar que estas formulaciones se basan en el planteamiento conservador de considerar el carril como un anillo indeformable con radio igual al de la curvatura en planta. No se tiene en cuenta así la relajación de los esfuerzos que resultaría de la consideración del comportamiento real de la estructura, al introducir en el cálculo la flexibilidad de las pilas y sus cimentaciones.

### 2.3.6. Efecto del terreno de cimentación.

Aunque en la ficha UIC se indica explícitamente que el modelo de cálculo empleado debe reflejar las características reales de la subestructura, y por lo tanto debería considerar la flexibilidad que pueda aportar tanto el terreno de cimentación como las cimentaciones profundas, en el caso de los

<sup>11</sup> Según la norma coreana KRC8080 la forma de abordar esta problemática será la consideración de unos límites de tensiones específicos asociados al radio en planta del trazado.

<sup>12</sup> En las referencias TCRP y RDSO no se considera el efecto de la temperatura sobre un carril en curva estrictamente debido a la interacción vía-estructura, dado que las formulaciones que proponen no tienen en cuenta la influencia de la propia estructura en el cálculo de las fuerzas generadas. En el caso del Metro de Dubai, el cliente impuso la obligación de realizar un análisis con un modelo específico en 3D para evaluar este efecto, considerando las propiedades de la estructura. En cambio, dicho modelo sólo se utilizaba para determinar los cortantes en cabeza de pilas asociados, pero no para verificar los límites de tensiones adicionales en el carril, lo que tampoco parece un análisis completamente coherente.

grandes viaductos de alta velocidad, normalmente cimentados mediante zapatas o encepados, la no consideración de este efecto probablemente no invalidará los resultados obtenidos del análisis de la interacción.

Sin embargo, en los viaductos de luces pequeñas y gran longitud de los trenes ligeros elevados, el efecto de la flexibilidad de la cimentación no será despreciable, dado además que, en muchos casos estos viaductos se cimentarán mediante pilas-pilote. En éstos, desde un punto de vista teórico, debería implementarse en el análisis el comportamiento no lineal del terreno, pero la complicación del análisis hace poco práctica esta consideración. Es por ello que, una forma razonable de proceder sería realizar el cálculo bajo dos escenarios distintos, en los que se linealice el comportamiento del terreno: uno considerando rigidez cuasi-infinita de la cimentación a partir de cierta profundidad y otro en el que se suponga una situación opuesta, es decir que la cimentación sea especialmente flexible. De esta forma se podría obtener un rango de variabilidad de los resultados que nos permitiría acotar el alcance de este parámetro. El caso de elevada rigidez será conservador al analizar tensiones en carril, mientras que el caso de rigidez reducida será conservador al evaluar las deformaciones generadas. Este enfoque es el que se propone tanto en [1] como en [10] y [9].

### 3. ANÁLISIS REALIZADO PARA EL VIADUCTO ELEVADO DEL METRO DE DUBAI

En junio de 2016, Acciona Construcción, formando parte del consorcio denominado Expolink2020, resultó adjudicataria del proyecto y obra de la nueva línea del Metro de Dubai que daría acceso a la futura ubicación de la Expo2020. Dicha nueva línea tiene una longitud total de 15 Km, de los cuales 10.0 Km discurren como viaducto elevado<sup>13</sup> y 5 en túnel. Además, se ejecutaron 7 estaciones: 2 de ellas soterradas y el resto elevadas ubicadas sobre el propio viaducto.

Dado que era un requisito fundamental del cliente utilizar una vía sin juntas a lo largo de todo el tramo, resultaba entonces que se debían diseñar tramos de más de 5 km de longitud de viaducto donde se debía instalar carril continuo, siendo por ello fundamental el análisis de la interacción vía-estructura.

Acciona Ingeniería, se vio implicada tanto en el proyecto de Licitación como posteriormente dando asistencia técnica al consorcio constructor, en diferentes fases del proyecto de detalle, especialmente en el desarrollo del análisis de la interacción vía-estructura.

#### 3.1. Descripción de las estructuras del proyecto.

La estructura tipo del viaducto replica en sus líneas básicas la ya existente en el resto de líneas construidas en Dubai. Esta consiste en su mayor parte en una secuencia de tramos isostáticos de luces de hasta 36 m.

La sección tipo del tablero proyectado es una sección en U de hormigón pretensado, de 10.20 m de ancho, con canto de las vigas laterales de 2.00 m y espesor de la losa inferior variable, mínimo de 25 cm. Desde el punto de vista estructural, se conforma entonces un esquema resistente formado por una losa sobre la que se disponen las dos vías, la cual, mediante flexión transversal, transmite las cargas hasta las vigas de borde laterales, que finalmente se apoyan en 4 aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

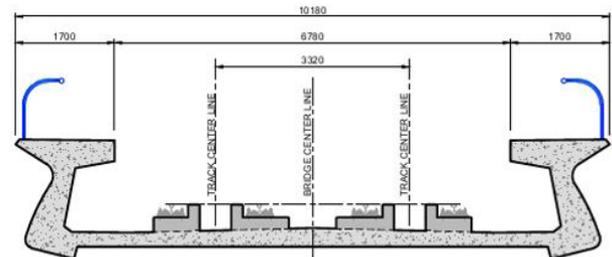


Figura 2. Sección del vano isostático tipo de 36m.

Este último elemento es el que resulta diferenciador en el diseño planteado, y tiene una serie de implicaciones estructurales muy importantes. Así, en base a conseguir la reducción de los esfuerzos debidos a la acción sísmica mediante el aislamiento del tablero, se decidió emplear como apoyo de los tramos isostáticos, en lugar de los más habituales en puentes de FFCC aparatos tipo POT, apoyos de neopreno zunchado.

Esta decisión, que efectivamente mitiga las fuerzas de inercia debidas al sismo, introduce en cambio sobre los carriles continuos entre tableros unos esfuerzos debidos a las cargas transversales desequilibradas entre vanos (centrífuga, viento sobre vehículo, lazo), para las que inicialmente no están proyectados. Es decir que, debido a la tipología de apoyos elegida, los carriles en cierta medida contribuyen a realizar una función de llave de cortante entre tableros adyacentes. En consecuencia, la validación de los carriles se complica mucho, dado que, a la multitud de factores que intervienen en su diseño, hay que sumar adicionalmente este nuevo efecto. Para evitar esta acción sobre los carriles, finalmente se propuso, en los tramos en curva, el uso de llaves de cortante entre tableros que compatibilizaban los movimientos entre vanos adyacentes, impidiendo el movimiento relativo entre ellos y por lo tanto evitando la afeción al carril.



Figura 3. Proceso constructivo con viga lanzadora.

El proceso constructivo de estos viaductos fue la ejecución mediante dovelas prefabricadas y su colocación mediante viga lanzadora. Esta metodología buscaba industrializar la

<sup>13</sup> Curiosamente, en una zona desértica y sin urbanizar se adoptó una configuración no en superficie para este tren ligero. En este caso la justificación técnica del viaducto venía más condicionada por limitar la posible acumulación de arena sobre la vía y el coste de mantenimiento asociado por ello.

construcción en la mayor medida posible, para optimizar los plazos de obra.

Las pilas son monofuste circulares, con una altura máxima de 15.0 m y un diámetro de 2.00 m, descansando sobre ellas un capitel postesado que recibe las cargas del tablero. La cimentación de las pilas es en general mediante pilas-pilote.

Adicionalmente a los tramos tipo isostáticos anteriores, se ejecutaron varios tipos de estructuras continuas. Son las denominadas “2span”, “3span” y “4span”. La primera de ellas se diseñó para alojar los aparatos de vía, cuya longitud excede de los 36 m del tramo isostático, dado que estos elementos necesitan de la continuidad del soporte. Por este motivo se hacía necesario conformar una estructura de 2 vanos continua de luces 44+44 m, utilizando la misma sección tipo en U que en los tramos isostáticos, con la salvedad de que el canto del tablero sobre el apoyo central se incrementa hasta los 2.33 m.

Por otra parte, para dar cabida a las estaciones elevadas y para servir de paso sobre diferentes viales existentes a nivel de superficie, se proyectaron una serie de viaductos continuos de 3 y 4 vanos de canto variable, con luces máximas de hasta 72 m, ejecutándose todos ellos con dovelas prefabricadas colocadas mediante viga lanzadora por el método de avance en voladizo desde las pilas centrales.

Tanto los apoyos centrales de las estructuras “2span”, como los de las estructuras “3span” y “4span”, se materializarán mediante aparatos tipo POT.

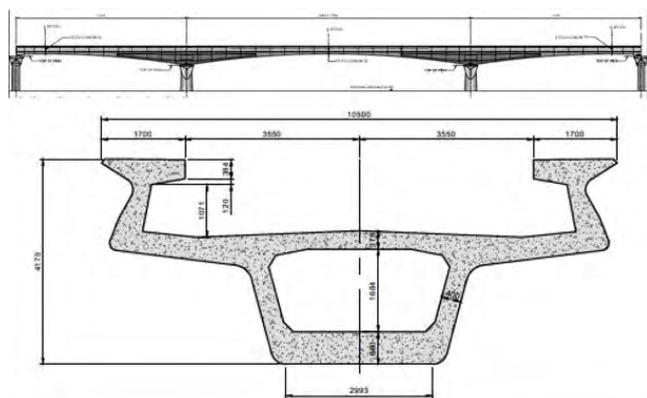


Figura 4. Alzado y sección sobre apoyos del 3span. Colocación de dovelas prefabricadas mediante ejecución por voladizos.

### 3.2. Interacción vía-estructura.

El estudio realizado por Acciona Ingeniería se desarrolló en dos fases: En una primera se estudió un “esquema tipo isostático”, con el que se pudiera evaluar el efecto del carril continuo sobre un tramo intermedio del viaducto, tanto en cortantes en cabeza de pilas, como los niveles de tensiones alcanzados en los carriles. Posteriormente, se procedió a analizar un

tramo concreto de especial complejidad, que correspondía al tramo final de la línea, donde se ubicaba la estación para la Expo2020. En dicho tramo existían varios tableros continuos, correspondientes a la estación y a los dos cambiavías a disponer en ambos extremos de la primera. En este último análisis se tuvieron en cuenta todas las singularidades del tramo, procediéndose a realizar un estudio que permitió decidir la mejor solución técnica a adoptar en esta zona.

Para los estudios anteriores fueron desarrollados modelos de cálculo utilizando el programa de elementos finitos SAP2000, donde se incorporó el comportamiento no-lineal de la conexión carril-estructura. Todos los modelos eran planos.

#### 3.2.1. Resultados en el tramo tipo isostático

El tramo tipo analizado consistió en una secuencia de 56 vanos isostáticos, todos ellos de 36 m de luz, es decir una longitud total de tablero de más de 2000 m. En este modelo las pilas se modelizaron todas ellas de igual altura (15 m) y diámetro del fuste (2.00m). Sobre este modelo se procedió a aplicar las acciones debidas a temperatura, reológicas, así como las cargas verticales de tráfico y de frenado y arranque correspondientes al vehículo específico del proyecto<sup>14</sup>. El carril se suponía cortado en ambos extremos del modelo, y en consecuencia se planteó la aplicación de temperatura en carril y tablero. Los valores de las rigideces de las fijaciones adoptados eran los indicados en la ficha UIC, quedando las cimentaciones modelizadas hasta la profundidad en que se consideró que se producía el empotramiento de la pila-pilote.

Es importante destacar que en el caso de que el carril sea continuo sobre la estructura, la variación de temperatura del carril no provoca efecto de interacción, y es sólo la variación de temperatura del tablero la que genera este efecto, dado que el carril no se desplaza. Por otra parte, los rangos para las variaciones de temperatura se establecieron  $\pm 50^{\circ}\text{C}$  para el carril y  $\pm 35^{\circ}\text{C}$  para el tablero, limitando la diferencia entre ambos elementos a  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  para el caso de carril con junta.

Adicionalmente a estas cargas, el Eurocódigo y la IAPF-07 señalan que debería incluirse el efecto de cualquier carga que provoque una deformación impuesta de la sección, como podría ser el caso de la retracción y fluencia, así como del gradiente térmico del tablero.

Respecto de esta última acción, dado que su aplicación supone imponer un giro en cada sección del tablero, y al disponerse el carril casi a la misma profundidad que el centro de gravedad de aquel, su repercusión resultaba mínima y por lo tanto se decidió no tener en cuenta su efecto. En cualquier caso, las referencias [9][14] aportan información interesante en relación a la consideración del gradiente térmico y en qué casos si puede ser necesario tenerlo en cuenta.

En cambio, sí se incluyeron en los cálculos desarrollados las acciones reológicas, evaluándolas a partir de la fecha en la que se instala el carril y cuantificando el efecto favorable introducido por la pérdida de rigidez de las pilas, debido a su

14 Es importante tener en cuenta que, dado que en la Licitación la consideración del efecto de interacción debido a la temperatura se había evaluado de forma simplificada con un valor de 8KN/ml/vía, y el frenado se había aplicado en cada vano sin considerar reparto mediante los carriles, era de esperar que el análisis de la interacción de forma detallada permitiera optimizar el diseño de la subestructura.

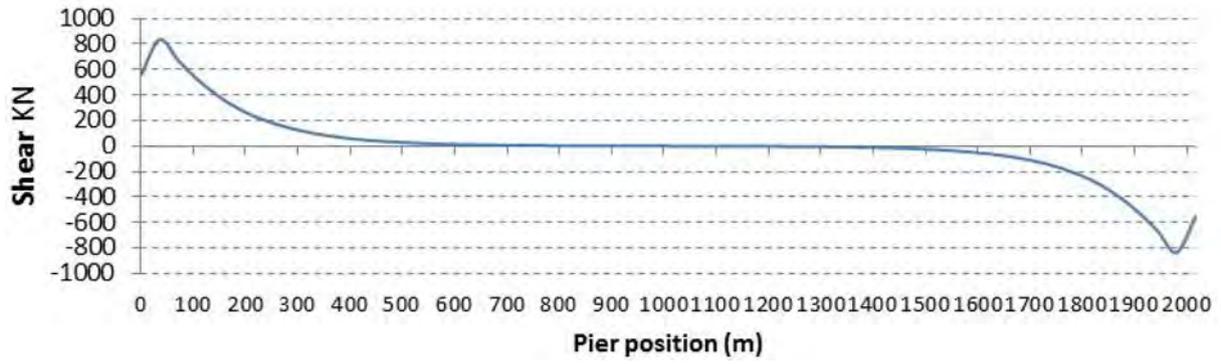


Figura 5. Cortantes en cabeza de pilas. Hipótesis incremento de temperatura en carril y tablero.

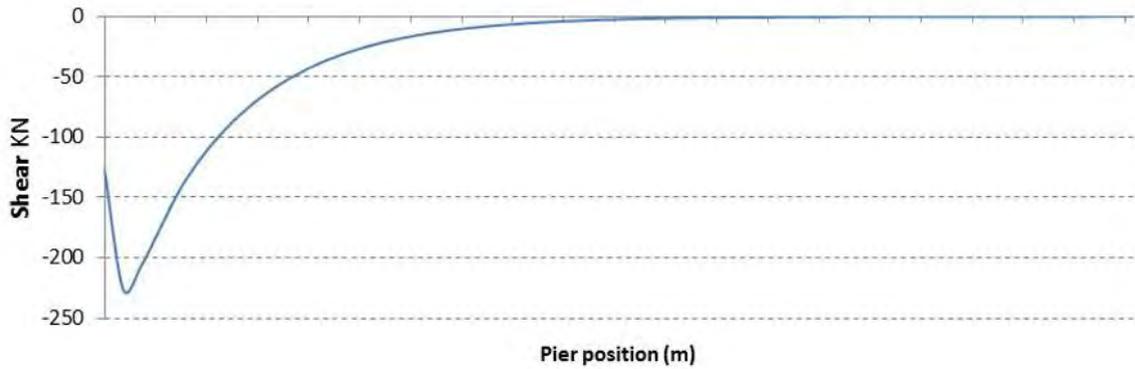


Figura 6. Cortantes en cabeza de pilas para la hipótesis de frenado en pila extrema.

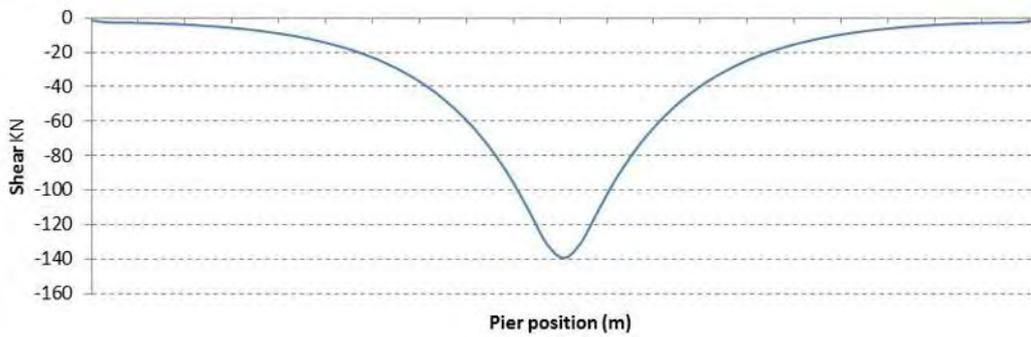


Figura 7. Cortantes en cabeza de pilas para la hipótesis de frenado en pila intermedia.

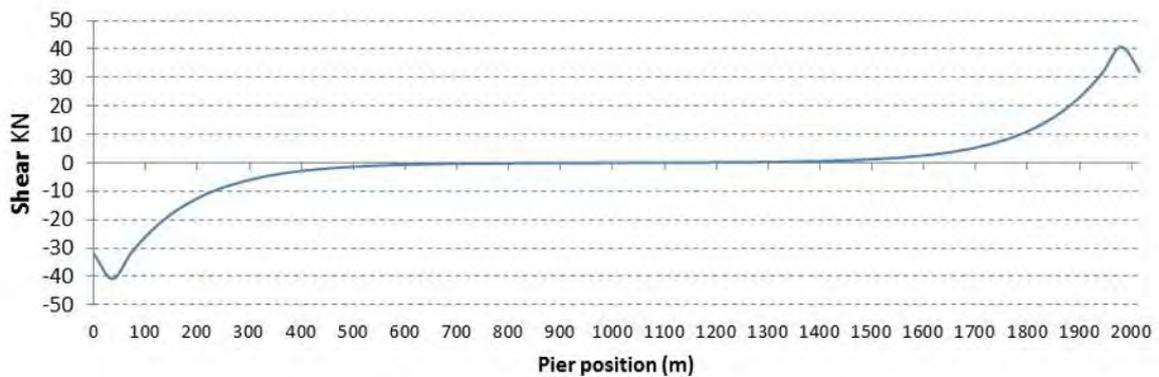


Figura 8. Cortantes en cabeza de pilas para la hipótesis de retracción y fluencia.

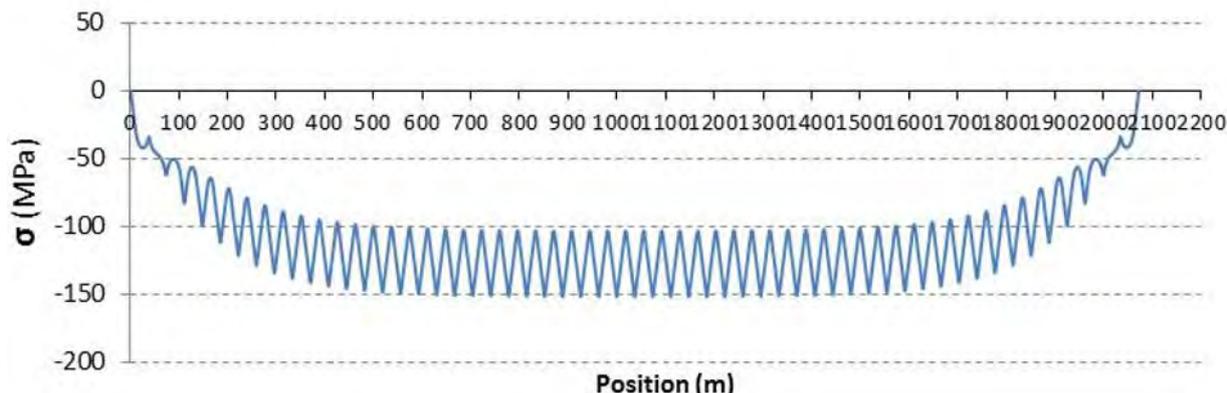


Figura 9. Tensiones en carril. Hipótesis de incremento de temperatura en carril y tablero.

vez al efecto de la fluencia<sup>15</sup>. Adicionalmente cabría considerar una cuestión que no queda clara en la bibliografía consultada, como es el hecho de que, al ser la retracción una deformación impuesta de acortamiento, ésta podría cuantificarse como efecto favorable si se sumara a los incrementos de temperatura y desfavorable si se aplicara de forma simultánea al descenso de temperatura.

Por otra parte, es importante tener presente que en la mayoría de la documentación consultada [6][7][9] se señala que estas acciones podrían no considerarse o reducir su cuantía, dado que las operaciones de mantenimiento periódicas del carril aliviarían y en la práctica eliminarían en gran medida su efecto.

Finalmente, el cliente decidió su aplicación con un valor reducido en un 50%, al estimar que existiría un cierto margen de tiempo entre el hormigonado de las dovelas y el instante en el que se colocara el carril, a la vez que planteó considerar su efecto sólo en la determinación de los cortantes en pilas, pero no para la estimación de las tensiones en los carriles.

Dada la arbitrariedad de los anteriores criterios, habría que señalar que, en ningún caso, habría sido razonable llevarlos al extremo de que hubieran podido llegar a condicionar los tiempos y plazos del proceso constructivo.

Las acciones de tráfico correspondientes al caso de un tren real suponían aplicar un peso total 2920 kN, lo que era equivalente a aplicar 44 kN/m/vía. A su vez la fuerza de frenado resultaba un 25% del anterior valor, es decir 11 kN/m/vía. Una cuestión no clara en este sentido era la consideración del coeficiente de impacto, dado que según la normativa o bibliografía que se consulte se pueden encontrar planteamientos contradictorios<sup>16</sup>.

Con los parámetros anteriormente establecidos, se procedió a desarrollar varios estudios de sensibilidad sobre este modelo, en función de la rigidez de las cimentaciones y apoyos. Hay que señalar que, dado que todos los vanos descansaban sobre neoprenos, resultaba que la rigidez de este elemento gobernaba el comportamiento del conjunto pila-neopreno, por encima de la propia rigidez de la pila-pilote.

Se adjuntan los principales resultados obtenidos para después proceder a comentar las conclusiones más importantes de todos ellos:

A la vista de los resultados anteriores se puede concluir, respecto del efecto sobre la subestructura, que:

- El efecto de las acciones de tipo térmico y reológicas es despreciable en las pilas intermedias y sólo es de consideración en las pilas extremas (figura 5), siendo el cortante máximo obtenido de valor 820 kN. Solo en el extremo del tablero se produce el desplazamiento relativo entre carril y tablero, al no existir coacción al movimiento del primero nada más que por un extremo. En cambio, en las pilas intermedias las fuerzas debidas a la acción térmica quedan compensadas, al ser todos los vanos iguales.
- Que el frenado se reparte en un número de pilas suficiente como para que en ningún caso esta acción suponga más de 250 kN en cabeza de la pila más cargada y de menos de 200 kN en las pilas intermedias (figura 6 y figura 7). Es decir, que la pila más cargada deberá soportar un cortante que es, como máximo, el 30% de la fuerza total de frenado y arranque sobre un vano, lo que supone un valor bastante más bajo que el correspondiente a realizar un reparto isostático entre todas las pilas.<sup>17</sup>

Por otra parte, respecto de las tensiones en el carril se puede indicar que:

- En las tensiones en el carril se observa claramente una figura en “acordeón” (figura 9) que viene a representar el efecto de los tableros isostáticos sobre el carril.
- Las acciones térmicas provocan unas tensiones debidas a la interacción que son la diferencia entre el valor representado en el gráfico y la tensión que tendría el carril fuera de la estructura cuando se le somete a un incremento de temperatura. Así el efecto de la interacción por las cargas térmicas puede ser del orden de 25 N/mm<sup>2</sup>.
- El efecto de las hipótesis de frenado y aceleración produce unos incrementos de tensiones en el carril de menos de 35 N/mm<sup>2</sup> (figura 11 y figura 11).
- Siendo el efecto de la retracción de menos de 10 N/mm<sup>2</sup> (figura 12) y el de las cargas verticales de menos de 5 N/mm<sup>2</sup>,

<sup>15</sup> En este sentido igualmente se alinea la referencia [6], aunque no fue considerado en los diseños de las líneas construidas anteriormente del Metro de Dubai.

<sup>16</sup> En la UIC 774-3 se indica que hay que considerar la aplicación del coeficiente de impacto sólo sobre las cargas verticales, al igual que señalan [3] y [9].

<sup>17</sup> De esta conclusión se deducía que el cálculo simplificado efectuado en la fase de licitación con respecto a las acciones horizontales de temperatura y frenado quedaba del lado de la seguridad.

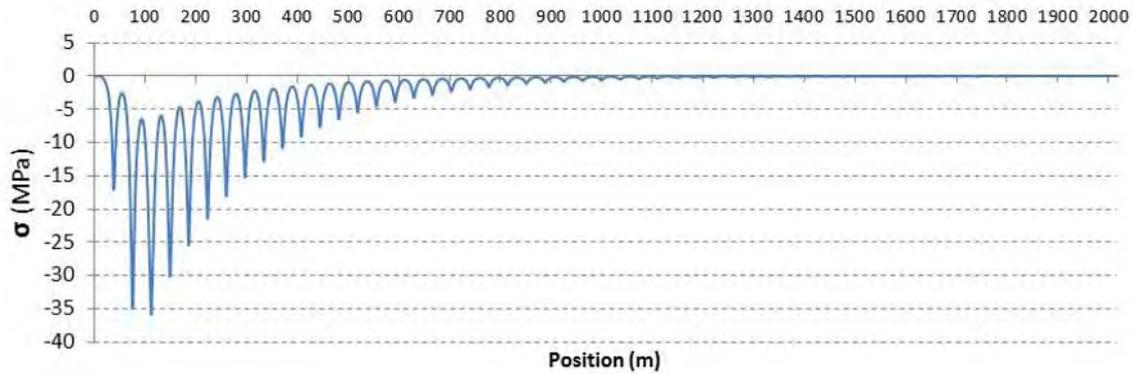


Figura 10. Tensiones en carril para hipótesis de frenado en pila extrema.

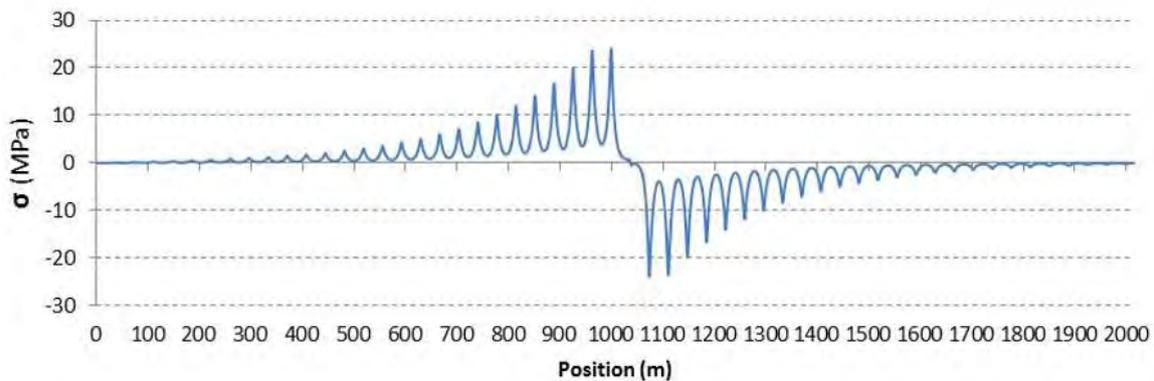


Figura 11. Tensiones en carril para hipótesis de frenado en pila intermedia.

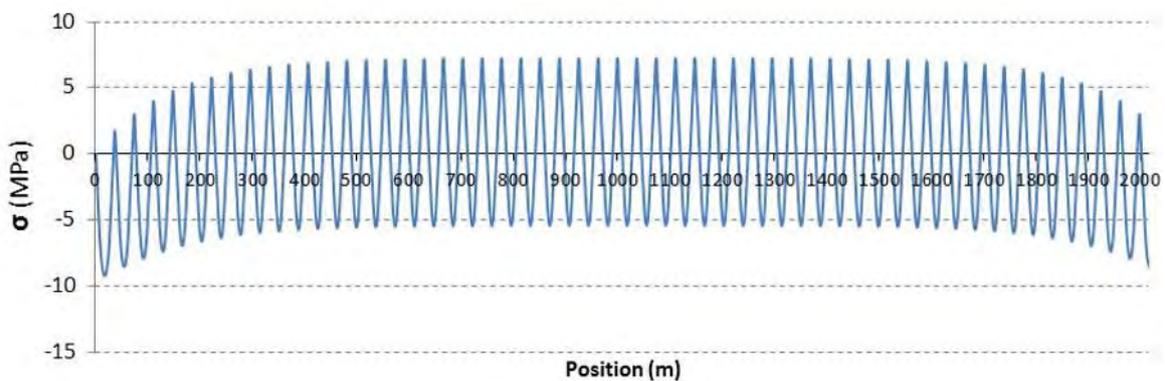


Figura 12. Tensiones en carril para hipótesis de retracción y fluencia.

resultó entonces que en el caso de los tramos isostáticos el carril cumplía con los requisitos de tensiones marcados por la ficha UIC para vía en placa ( $\pm 92 \text{ N/mm}^2$ ).

Finalmente, hay que señalar que este modelo sirvió también para verificar que la rotura de uno de los 4 carriles, en el caso de producirse sobre una junta de dilatación entre tableros, no supondría ningún problema para la verificación de las tensiones en el carril respecto del límite elástico. En el caso de los cortantes en las pilas, al ser esta hipótesis accidental, no llevaron a ningún esfuerzo que resultara dimensionante.

### 3.2.2. Tramo real analizado.

El tramo real analizado consta de 82 pilas y una longitud total de aproximadamente 2700 m e incluye como elementos singulares:

- El final de la línea y la estación de la Expo2020, conformada por un viaducto continuo de 3 vanos y 132 m de longitud.
- Una duplicación de vía en la zona de la Expo2020, conformando un viaducto adicional en vía sencilla.
- La conexión de ambas estructuras mediante 2 estructuras (transiciones) "in situ" y con tableros continuos de 120 m de longitud.

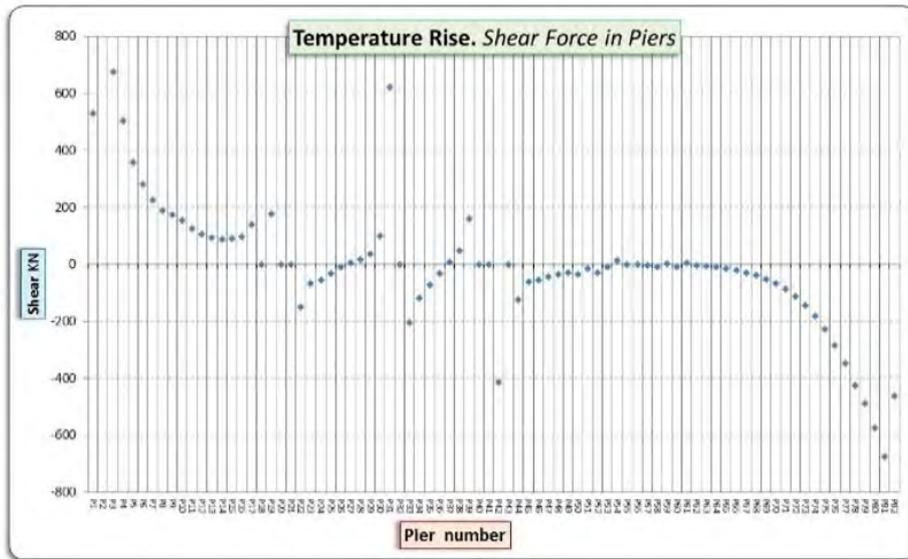


Figura 13. Cortantes en cabeza de pilas para hipótesis de ascenso de temperatura.

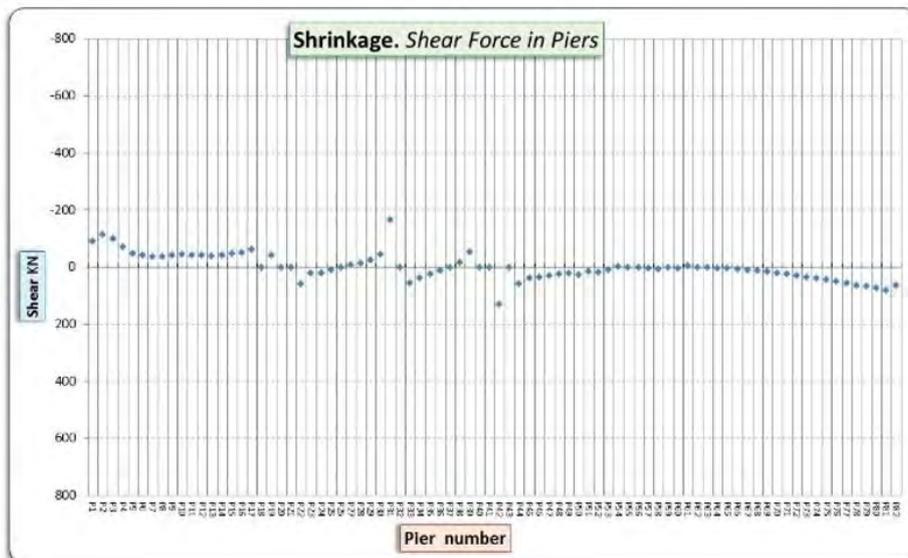


Figura 14. Cortantes en cabeza de pilas para hipótesis de retracción.

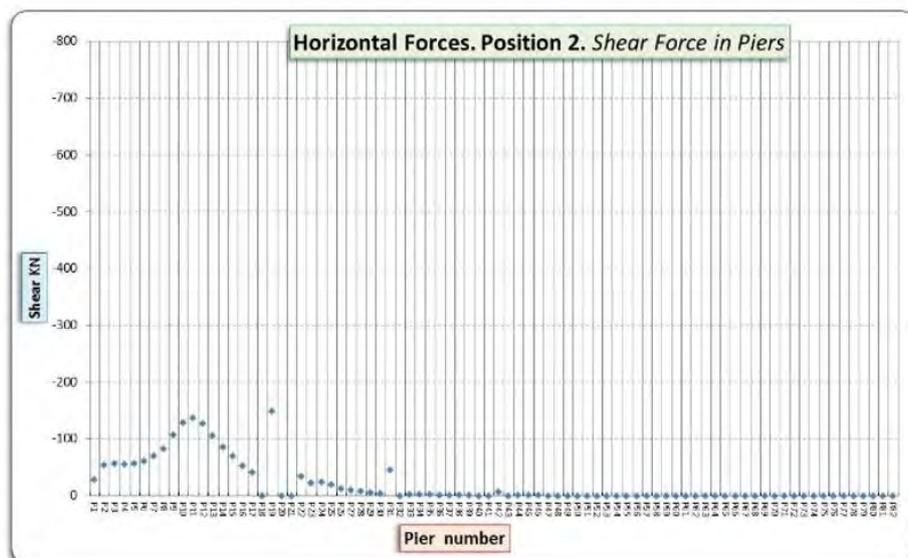


Figura 15. Cortantes en cabeza de pilas para frenado y arranque sobre pila intermedia.

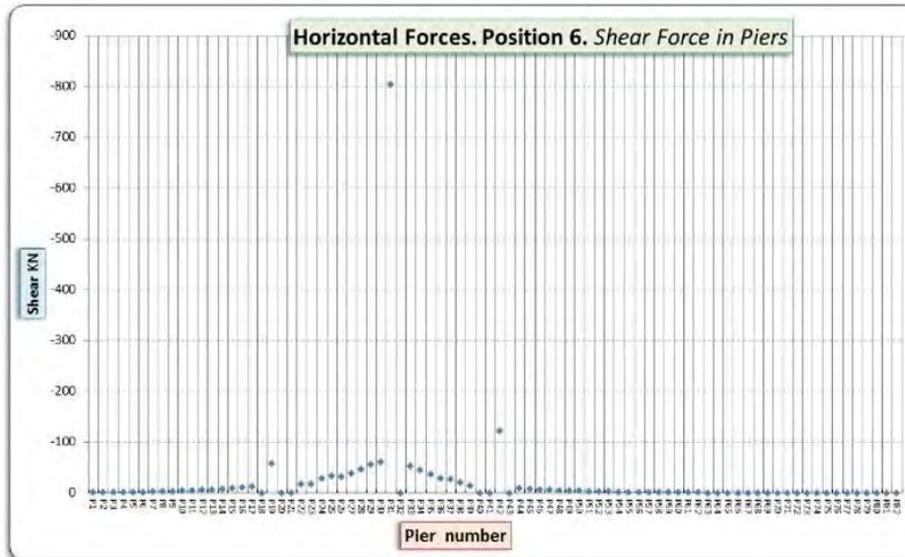


Figura 16. Cortantes en cabeza de pilas para frenado y arranque sobre tramo central.

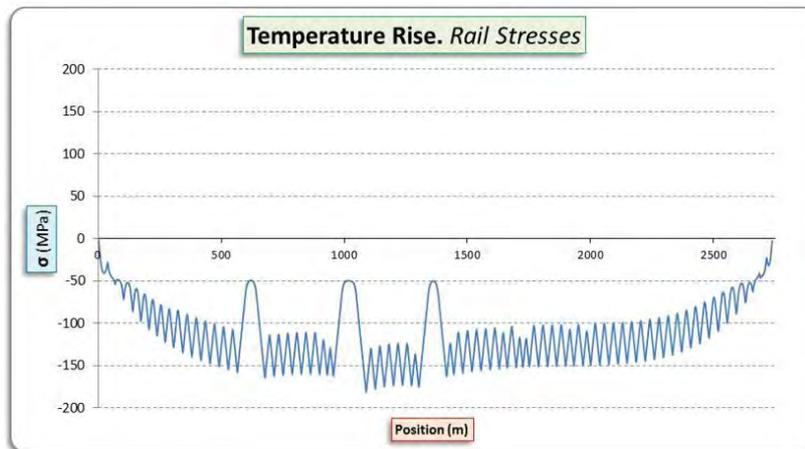


Figura 17. Tensiones en carril para hipótesis de ascenso de temperatura.

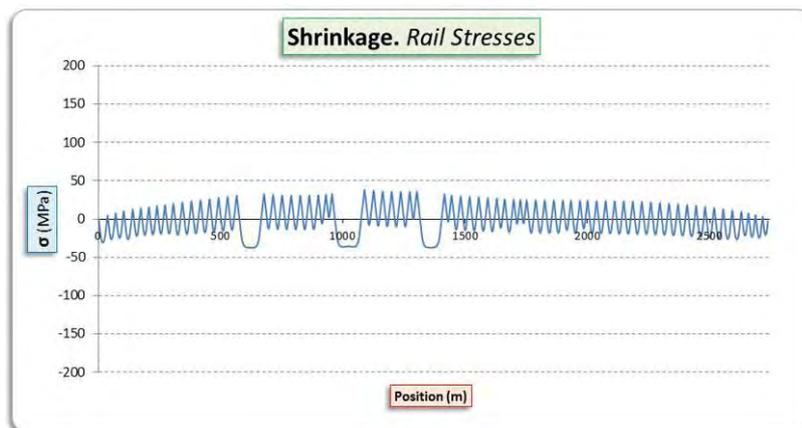


Figura 18. Tensiones en carril para hipótesis de retracción.

Se tuvieron en cuenta las características geométricas de las cimentaciones y los apoyos particulares de cada pila. No se consideraron las vinculaciones que generaba el tramo adyacente, dado que el análisis se quería focalizar en la zona central de la Expo, y al quedar esta zona suficientemente alejada,

los resultados obtenidos no se veían afectados.<sup>18</sup>

<sup>18</sup> En RDSO se propone desarrollar los cálculos para los tramos comprendidos entre estaciones, siempre que dichos tramos incluyan los elementos singulares lo suficientemente centrados, como para que no se vean afectados por el efecto borde.

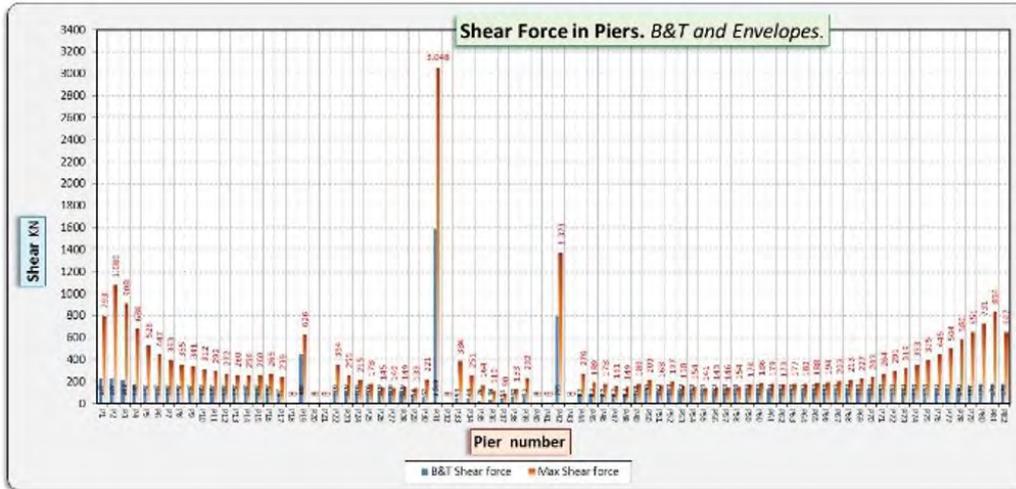


Figura 19. Envoltorio de frenado y arranque (azul) y envoltorio total (naranja), de los cortantes máximos en cabeza de las pilas.

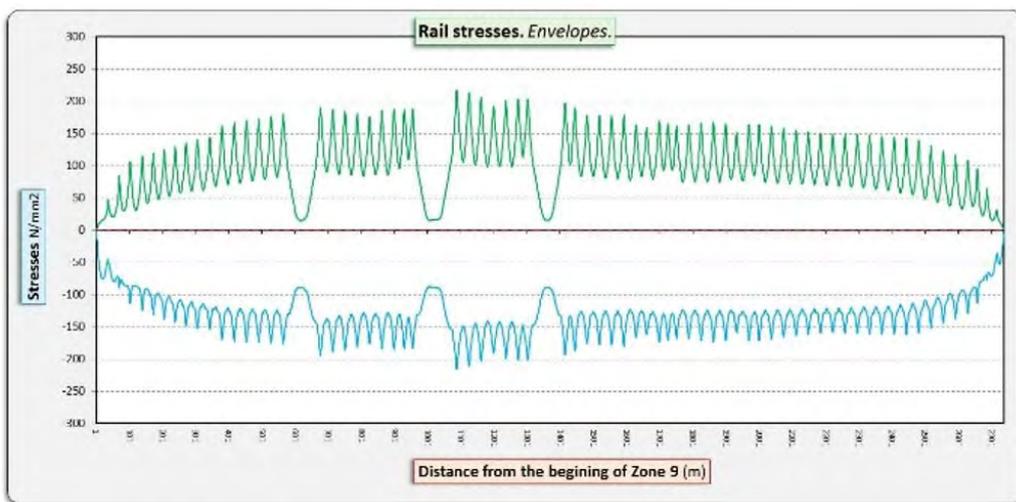


Figura 20. Envoltorio de tensiones en el carril.

*a) Resultados del análisis inicial desarrollado.*

Se procedió a realizar un primer análisis utilizando los parámetros de rigideces de la conexión de la vía establecidos por la UIC, y planteando además un solo apoyo fijo entre pilas y tableros de cada tramo continuo. En el caso de la estación se fijó uno de los dos apoyos centrales, mientras que en el caso de las transiciones se fijaron los apoyos centrales más alejados de la estación. Se pretendía así un equilibrio que permitiera la máxima distancia entre puntos fijos y que a su vez pudieran quedar lo más centrados con los tramos continuos, reduciéndose por un lado las interacciones entre pilas fijas y por otro minimizando las longitudes de dilatación de los tableros continuos. Además, los apoyos extremos de los tableros continuos se planteaban de neopreno, mientras que el resto de apoyos de las pilas intermedias se planteaban de tipo POT deslizante.

Con estas premisas se obtuvieron los resultados que se adjuntan a continuación:

De los resultados anteriores se dedujo que:

- Las conclusiones obtenidas relativas al reparto de las acciones de frenado en el modelo simplificado se veían confirmadas en los tramos con vanos isostáticos del inicio

y final del modelo, absorbiéndose, en los tramos continuos, las pilas fijas prácticamente de forma íntegra estos esfuerzos. Las pilas que soportaban los vanos isostáticos confirmaban valores para esta hipótesis de menos de 200 kN (figura 15 y figura 16).

- Los efectos de las acciones térmicas y reológicas en las pilas intermedias de los vanos isostáticos siguen siendo muy pequeños, resultando más acusados estos efectos en el final del tramo y en las pilas fijas intermedias (figura 13 y figura 14).
- Por otra parte, del análisis de las envoltorios en tensiones, se deduce que mientras que en los tramos isostáticos los límites de la UIC se cumplen con holgura, como se dedujo del modelo simplificado, la presencia de tableros continuos genera unas sobretensiones muy importantes, que impedían la verificación del carril en esas zonas (figura 20).
- Los criterios de limitaciones en deformaciones se cumplían en todos los casos con margen suficiente.

*b) Estudio y justificación de los resultados obtenidos.*

Aunque los valores obtenidos en los tramos isostáticos coincidían con lo adelantado en el modelo simplificado, dada la

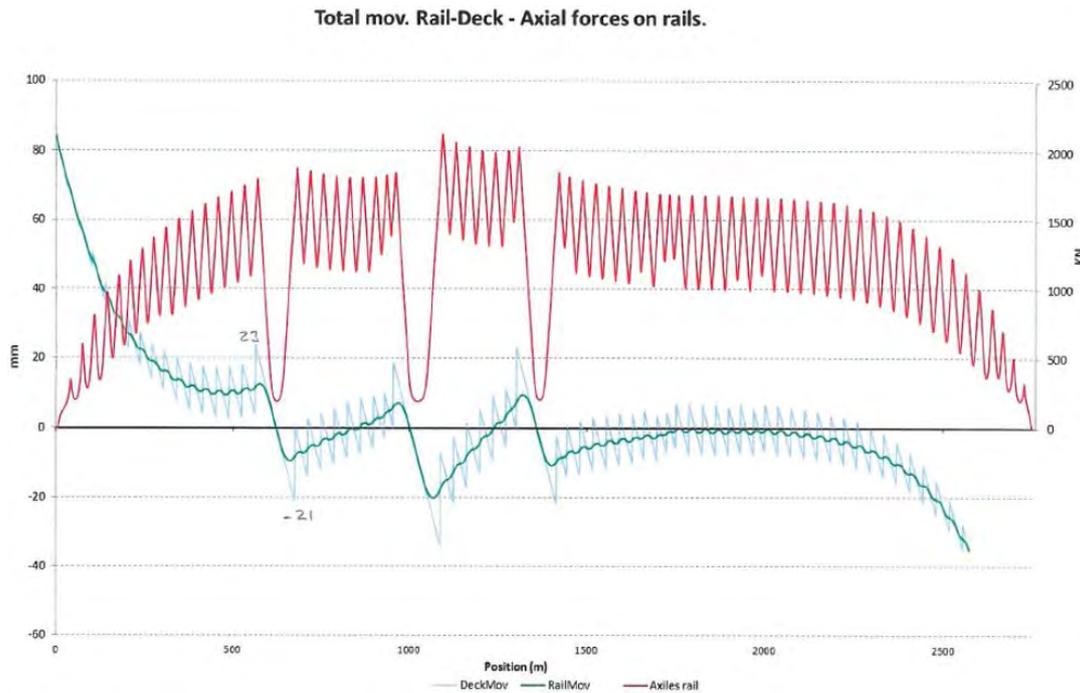


Figura 21. Desplazamientos absolutos de tableros (azul claro) y carril (azul oscuro), y axiles en éste (rojo), para descenso térmico.

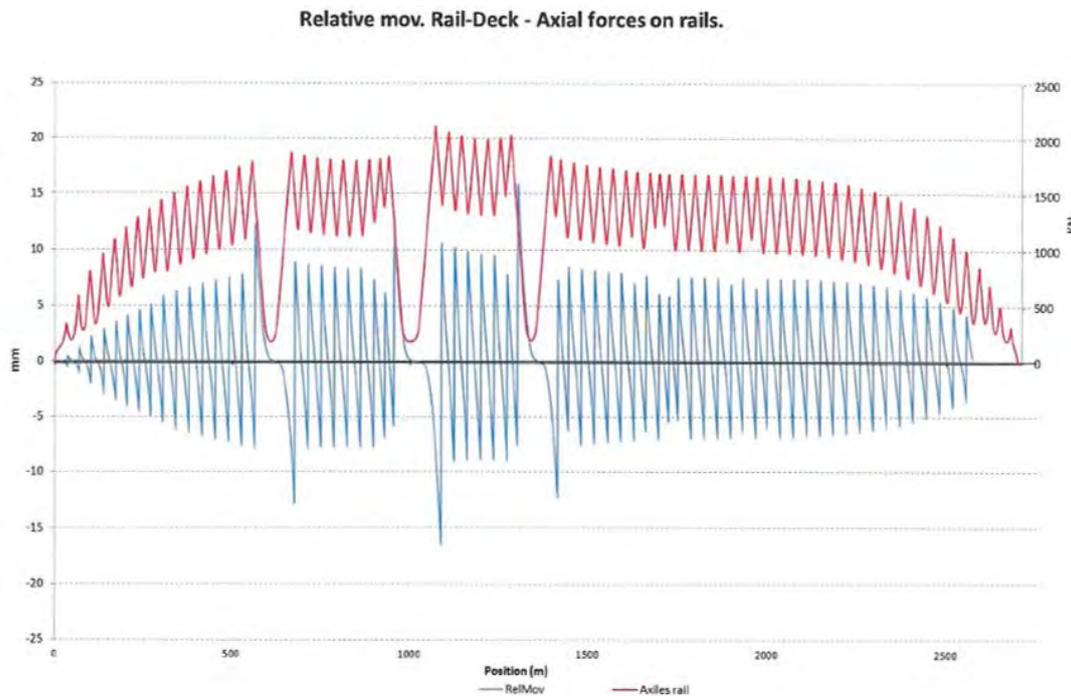


Figura 22. Desplazamientos relativos tablero-carril (azul), y axiles en carril (rojo), para descenso térmico.

complejidad del modelo de cálculo utilizado, se decidió realizar un estudio particular que permitiera confirmar y validar los resultados obtenidos de las zonas singulares.

Así, en primer lugar, se procedió a analizar los desplazamientos absolutos de carril y tableros en relación a los axiles generados en el carril, para a continuación calcular los desplazamientos relativos carril-tablero, en relación igualmente a los axiles del carril. Ambos análisis se realizaron para la hipótesis de descenso térmico, resultando los gráficos siguientes:

De la [figura 22](#) se deduce que, es el movimiento relativo entre carril y tablero el responsable de las oscilaciones locales de los axiles (“acordeón”), es decir, que dicho desplazamiento relativo marca las variaciones de tensiones del carril.

A su vez, de la [figura 21](#), es fácil deducir que, en las proximidades del extremo libre del carril, éste arrastra a los tableros, los cuales sufren una deformación impuesta, en este caso de sentido hacia el centro térmico del conjunto. Igualmente, los tramos continuos distorsionan el “acordeón” de deformaciones de los tableros isostáticos arrastrando a los tableros vecinos.

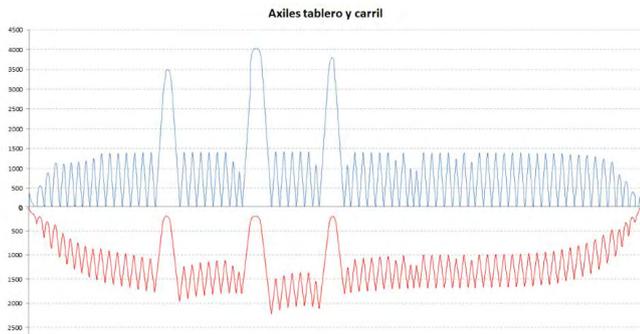
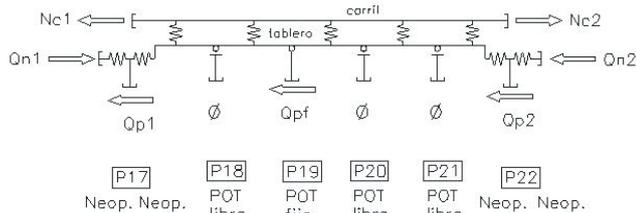


Figura 23. Axiles en tablero (azul) y carril (rojo). para la hipótesis de descenso térmico.

Por otra parte, si se comparan los axiles obtenidos en tablero y carril (figura 23), se observa de nuevo que existen una serie de oscilaciones locales que muestran la transferencia de axiles del carril a cada tablero, siendo los puntos fijos verdaderos sumideros de fuerzas horizontales.

Adicionalmente, para poder comprender el comportamiento local de los tableros continuos de las transiciones, dispuestos antes y después de la estación, se propuso comparar los resultados obtenidos en el cálculo de la interacción con los que se obtendrían en un modelo simplificado en el que el tablero no se viera sometido a la acción del carril y sólo sufriera un decremento térmico. El anterior cálculo permitió comparar, no solo los equilibrios obtenidos, sino también los desplazamientos. Respecto de este último aspecto, se pudo observar que la transición analizada era arrastrada hacia el centro térmico del conjunto situado en la estación.

Analizando el equilibrio estático de la transición, según el esquema adjunto que representa el equilibrio global del modelo de dicha zona:



siendo:

Nc1 y Nc2 – los axiles en los carriles antes y después de la transición

Qn1 y Qn2 – los cortantes en los neoprenos de vanos contiguos a la transición

Qp1, Qp2 y Qpf – los cortantes en cabeza de las pilas

se dedujo entonces que el comportamiento global era suma de los siguientes efectos individuales:

- El efecto de la temperatura aplicada sobre el tablero continuo sin carril, obteniéndose para este caso que el cortante en la pila central fija era de:  
 $Q_{pf}(1) = 29 \text{ kN} \leftarrow$
- El “efecto global de la interacción”, como la deformación impuesta por el carril sobre el conjunto del viaducto hacia o desde el centro térmico global. Resultando que en la pila central fija de la transición supone un cortante:  
 $Q_{pf}(2) = 76 \text{ kN} \leftarrow$

- El “efecto local de la interacción”, debida a la deformación impuesta por cada tablero sobre el tramo de carril situado sobre él. Resultando que en este caso supone un cortante de valor:

$$Q_{pf}(3) = 72 \text{ kN} \leftarrow$$

La suma de estos tres efectos, teniendo en cuenta la no-linealidad de la vinculación vía-tablero justificó y validó los resultados del modelo global:

$$Q_{\text{modelo}} = 168 \text{ kN} \approx Q_{pf}(1) + Q_{pf}(2) + Q_{pf}(3) = 177 \text{ kN}$$

### c) Estudio de sensibilidad realizado.

A la vista de los resultados de la configuración inicial del modelo, y para poder validar el diseño propuesto según los criterios de la UIC, se decidió realizar un estudio de las diferentes alternativas técnicas que se podrían plantear para solucionar el exceso de tensiones que se producían en el carril. Las opciones que se proponían analizar eran las siguientes, ordenadas según se pensaba sería más sencillo implementarlas:

- I. Modificación de la configuración y tipo de apoyos: tanteando las posiciones de los puntos fijos (apoyos POT fijos) y del número de éstos por tablero, así como analizando la posibilidad de ampliar el número de pilas con apoyos deslizantes.
- II. Rigidización de las pilas fijas de los tableros continuos.
- III. Utilización de fijaciones de los carriles de características especiales.
- IV. Reducción de las longitudes de los tableros continuos de las transiciones “in situ” introduciendo juntas de dilatación en ellos.

En ningún caso se planteó la modificación de la posición de las pilas, dada la dificultad para su encaje en planta al tener que verificar multitud de condicionantes de todo tipo. Tampoco se planteó reducir la longitud del tramo continuo de la estación por su especial tipología.

De este estudio se decidió que:

- Las alternativas con más de un punto fijo por tramo continuo no aportaban mejoras sustanciales al nivel de tensiones en los carriles.
- Las soluciones verdaderamente válidas serían, por orden de eficacia:
  - 1) Disminuir las longitudes de los tramos continuos, alternativas que se pensaba era complicada de implementar en las estaciones.
  - 2) Uso de carriles de características especiales.
  - 3) Ajuste de las configuraciones de los apoyos, opción que se considera que podrá aportar únicamente mejoras de pequeña entidad y de forma puntual.

### d) Soluciones finalmente propuestas.

A partir de los estudios anteriores, se ajustó una solución definitiva que permitía verificar todos los requisitos de la ficha UIC 774-3. Para ello se procedió a:

- Apoyo de todos los extremos de los tableros continuos sobre aparatos POT deslizantes.
- Uso de carriles de resistencia longitudinal reducida sobre los tramos continuos, en concreto se utilizaron carriles de resistencia reducida de valor 20 kN/m.

Adicionalmente a las cuestiones anteriores, y siguiendo las indicaciones de la Dirección Técnica de la Obra, se modificó la acción de temperatura para que se aplicara sólo sobre el tablero.

#### 4. ANÁLISIS DEL VIADUCTO ELEVATED GUIDEWAY DEL METRO DE VANCOUVER

El siguiente caso corresponde al proyecto de ejecución del Metro de Broadway en Vancouver (Canadá) con una extensión de 5.7 Km, adjudicado a las empresas Acciona Construcción y Ghella en el año 2019, en el que se incluye el diseño y cálculo del viaducto Elevated Guideway que desarrolló Acciona Ingeniería.

##### 4.1. Descripción de la estructura.

El viaducto Elevated Guideway tiene una longitud de 677.4 m, distribuidos en vanos de 30.5 metros, excepto en la zona denominada Earl Finning Way, donde se disponen vanos de 32 metros. El trazado en planta incluye curvas de pequeño diámetro.

Las pilas son monofustes, cimentadas sobre un único pilote, y quedan conectadas al tablero de forma integral, excepto en aquellas pilas sobre las que se dispone junta de dilatación en el tablero (cada tres o cuatro vanos), llegando a una longitud máxima de tramos continuos de 122 m.

El tablero está formado por 4 vigas pretensadas doble T, excepto en la zona de “pocket track”, en la que el número de vigas es de 6, y losa de 0.225 m de espesor. El ancho del tablero es variable de 7.6 m hasta 10.8 m.

En las pilas que no son integrales las vigas apoyan sobre apoyos de neopreno zunchado.

##### 4.2. Requisitos del cliente para la interacción vía-estructura.

El principal requisito establecido por el Cliente en el Project Agreement (en adelante PA) era el uso de carril soldado

continuo para la vía. Es por ello que resultaba imprescindible tener en cuenta los efectos de interacción vía estructura, no sólo para garantizar la validez del carril, sino también para el control de los esfuerzos transmitidos de la vía a la estructura.

Es importante destacar que en el ámbito norteamericano/canadiense la forma de abordar el análisis de la interacción difiere completamente del planteamiento de la ficha UIC, y así resultó en este proyecto. De hecho, en este caso el análisis de la interacción se centra en determinar la influencia de la variación de temperatura y en cálculo de la rotura del carril, no considerándose otros aspectos como la fuerza de frenado y la retracción.

Según el PA, suponiendo que el carril soldado continuo fuese instalado a la temperatura de referencia de  $T_0=20^{\circ}\text{C}$ , bajo la cual el carril se encuentra libre de tensiones, se debe plantear el análisis de la interacción para una temperatura máxima  $T_{R,max}=55^{\circ}\text{C}$  y una mínima del carril  $T_{R,min}=-20^{\circ}\text{C}$ .

Las cargas que se indicaba en el PA que se deben tener en cuenta a partir del análisis de la interacción eran:

- *Fuerzas de interacción longitudinales (LR1 y LR2) en la zona recta del Elevated Guideway.*

Para la hipótesis de variación de temperatura, si se empleaba la rigidez correspondiente a funcionamiento normal de los *fasteners*,  $K_1=25\text{ kN/vía}$ , se obtenían las fuerzas LR1, que intervenían en los ELS. Empleando la rigidez correspondiente a mal funcionamiento de los *fasteners*,  $k_2=37.5\text{ kN/vía}$ , se obtenían las fuerzas LR2, que intervenirían en los ELU.

- *Fuerzas de interacción tangenciales y radiales (LR1, RT1, RT2) en la zona curva del Elevated Guideway.*

De nuevo exclusivamente para la hipótesis de temperatura, se determinaban las fuerzas radiales RT1 empleando las rigideces correspondientes a funcionamiento normal de los *fasteners*, mientras que, las fuerzas radiales RT2, se obtenían empleando las rigideces correspondientes a mal funcionamiento, considerando la temperatura máxima del carril  $T_{R,max}=55^{\circ}\text{C}$ .

- *Fuerzas debidas a la rotura de carril. (BR)*  
Estas eran las fuerzas longitudinales que se transferían cuando ocurría la rotura de un carril. Dichas fuerzas se uti-

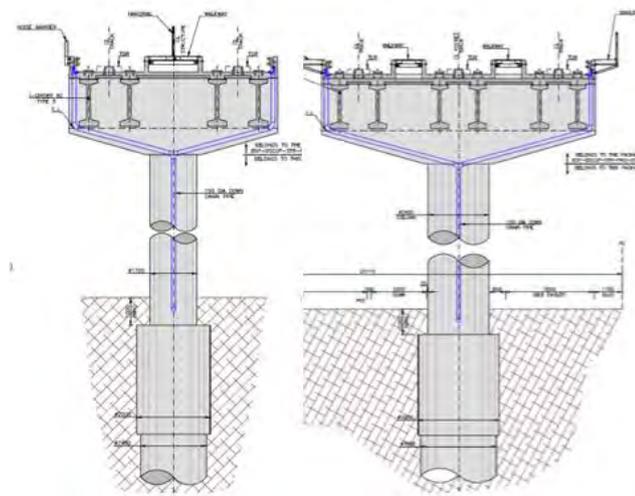


Figura 24. Sección del tablero y pila integral.

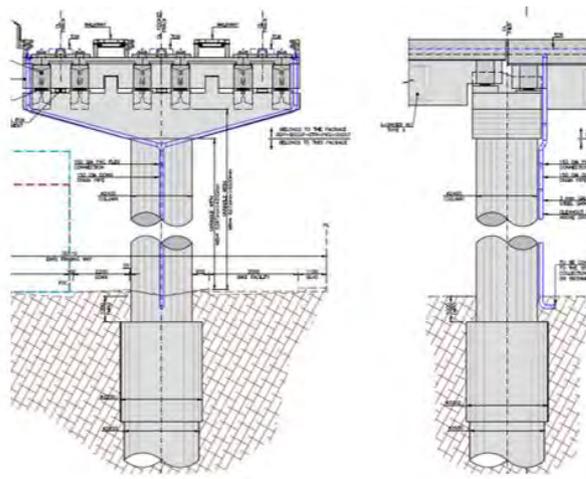


Figura 25. Sección del tablero y pila con apoyos de neopreno zunchado para apoyo de las vigas.

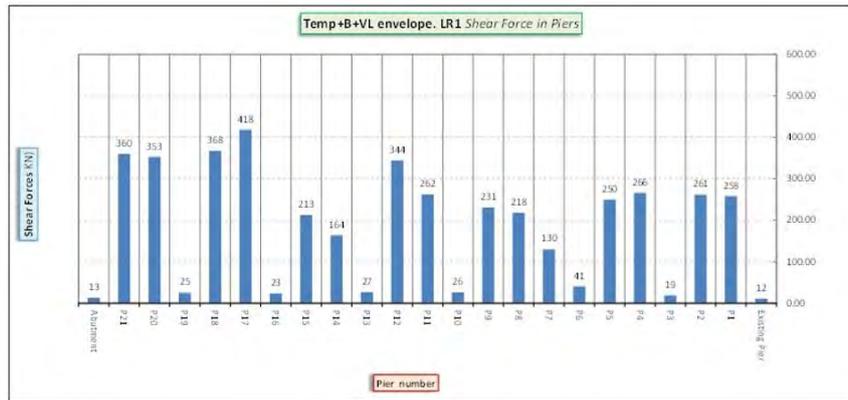


Figura 26. Esfuerzos cortantes LR1 en pilas.

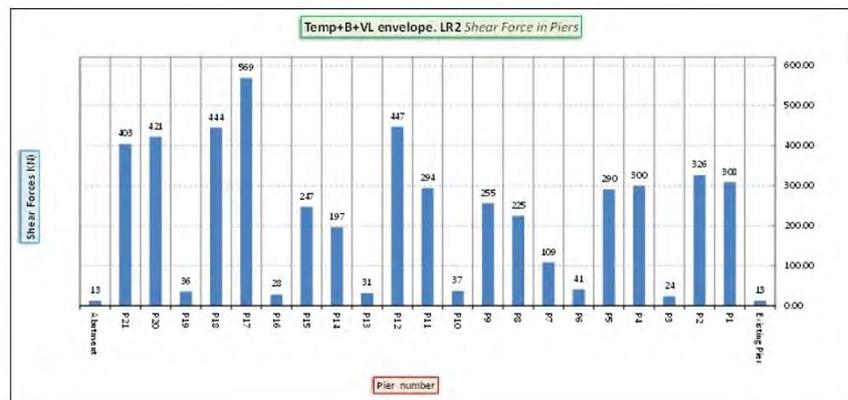


Figura 27. Esfuerzos cortantes LR2 en pilas.

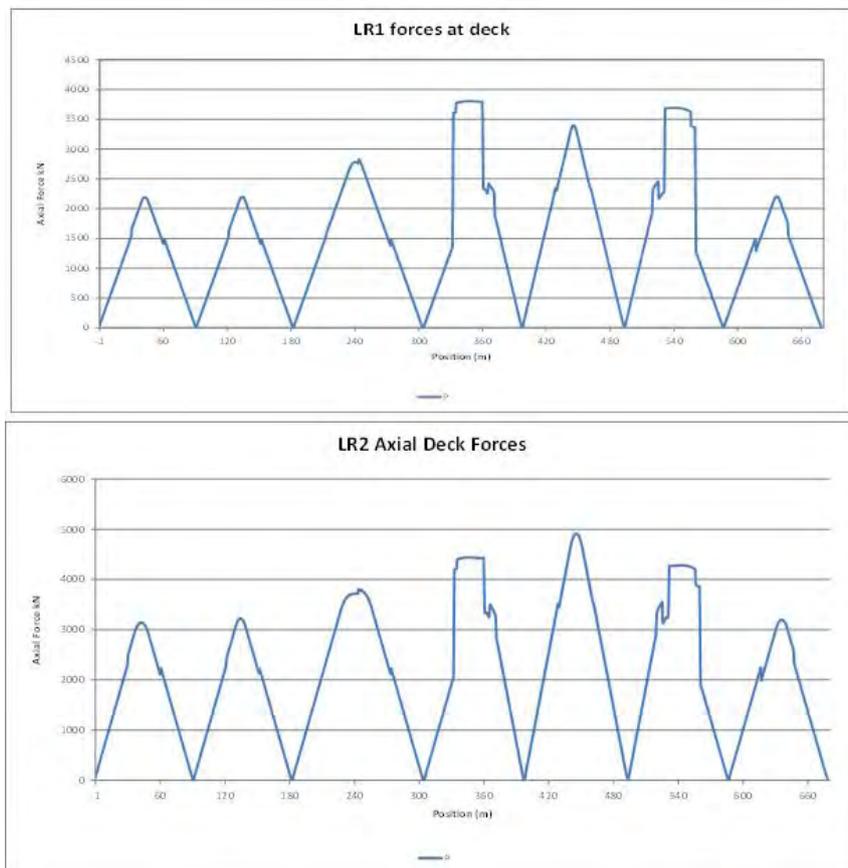


Figura 28. Esfuerzos axiales LR1 y LR2 en tablero.

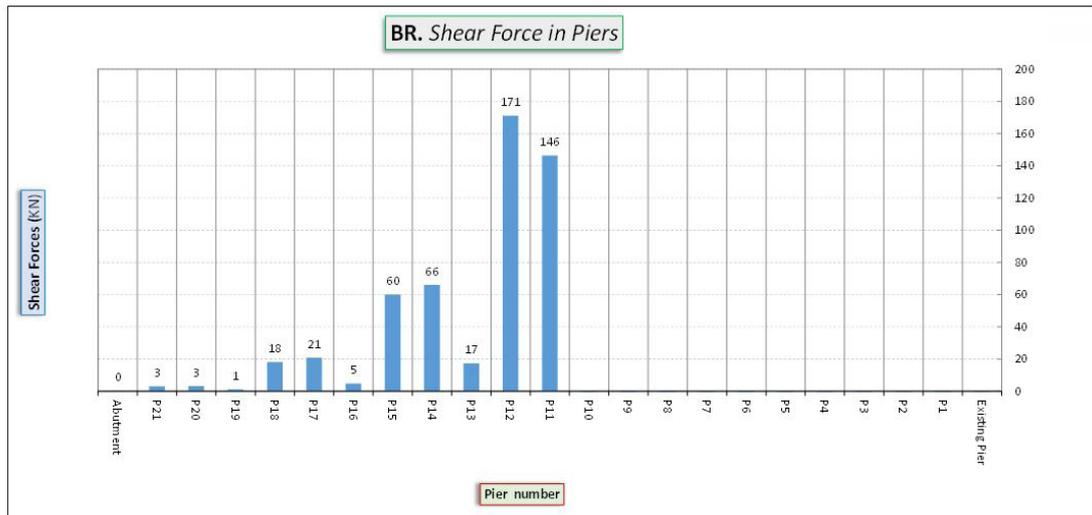


Figura 29. Esfuerzos cortantes BR en pilas.

lizarian en el dimensionamiento en ELU de todos los elementos de la estructura. Además, debía comprobarse que la abertura entre los dos extremos del carril roto (GAP) fuese inferior a 50 mm, suponiendo que la rotura del mismo se producía a la temperatura mínima del carril  $T_{R\min} = -55^{\circ}\text{C}$  y con funcionamiento normal de los fasteners.

#### 4.3. Estudio de Interacción vía-estructura.

En base a la experiencia que Acciona Ingeniería en los estudios de interacción vía-estructura, se decidió elaborar un modelo longitudinal no lineal 2D, con el que se podría valorar la importancia de los esfuerzos longitudinales debidos a las fuerzas longitudinales (LR1, LR2 y BR) definidos en el PA, así como su afección tanto a la superestructura como a la subestructura del Elevated Guideway. Este modelo se elaboró con el software comercial SAP 2000.

Para ello se definieron todos los parámetros estructurales: secciones del tablero y pilas, materiales, altura de pilas, rigidez de los apoyos de neopreno, distribución de vanos considerada disponiendo juntas de dilatación del tablero cada tres o cuatro vanos, esto es, en la pila inicial, pilas 3,6,10,13,16,19 y en el estribo final, estableciéndose así una serie de tramos continuos de tres o cuatro vanos, llegando una longitud máxima entre juntas de 122 m.

Para tener en cuenta el comportamiento no lineal de las fijaciones del carril, se asemejó dicho comportamiento a una ley bilineal. Se asumió que en la ley bilineal la rama de plastificación (deslizamiento) del fastener se alcanzaba para una resistencia de valor igual al indicado en el PA para funcionamiento de vía normal o mal funcionamiento, cuando el desplazamiento longitudinal de la vía es de 0.5mm.

Se tuvo en cuenta que la temperatura aplicada sobre el carril no produce efectos de interacción, al ser carril soldado continuo y sólo se ha de considerar el incremento o decremento de temperatura al tablero.

Ante la falta de datos en el PA, se asumió un incremento/decremento de temperatura del tablero de  $\pm 35^{\circ}\text{C}$ . Además, se consideró que las fuerzas de frenado y arranque, así como la flexión vertical debida a los trenes, producen efectos de interacción.

Se obtuvieron de esta forma los cortantes en pilas LR1 y LR2 debidos a temperatura, frenado y arranque y flexión vertical, que se muestran a continuación. Se observa en las figura 26 y figura 27 que el máximo cortante LR1 en cabeza de pila es de 430 kN y se producía en la pila 17. En el caso de los esfuerzos cortantes LR2, el máximo cortante se producía en la pila 17 y tenía un valor de 570 kN.

Igualmente se determinaron los axiles en el tablero (figura 28) debidos a la interacción para la hipótesis de decremento térmico LR1 y LR2

El *rail-gap* se verificó comprobando que en la sección sobre la pila 10, donde se producía el máximo axil de tracción en la hipótesis de decremento térmico, considerando que en ella se produce la rotura de un carril, considerando a su vez unas rigideces de las fijaciones de valor normal e introduciendo en los extremos del carril roto unas fuerzas iguales y contrarias de valor el del axil existente en el instante antes de la rotura, la deformación relativa entre los extremos del carril era de 11 mm, muy lejos por lo tanto del límite indicado de 50 mm.

Además, se obtuvieron los cortantes en cabeza de pilas debidos a la rotura de carril, siendo el máximo de 170 kN en la pila 12.

A la vista de estos resultados, se pudo concluir que:

- Con el modelo 2D no lineal considerado, teniendo en cuenta los efectos longitudinales que intervienen en la interacción vía-estructura y la configuración de apoyos adoptada, permite una distribución de los cortantes en la cabeza de las pilas fijas que era asumible.
- La abertura de los dos extremos del carril roto es inferior a los 50 mm requeridos en el PA.
- A pesar de que en el PA no se especificaba que hubiera que verificar los incrementos de tensiones en el carril debidas a la interacción vía-estructura, se comprobó que considerando las acciones de temperatura, frenado y arranque y flexión vertical de los trenes, las variaciones máximas de la tensión de tracción en la vía es de 86 MPa a la altura de la pila 10 y la máxima tensión de compresión  $-86\text{ MPa}$ , valores que están dentro de los límites recomendados para vía en placa.

## 5. CONCLUSIONES

Se han mostrado en este documento las singularidades del análisis de la interacción vía-estructura para dos casos diferentes de ferrocarriles ligeros urbanos, exponiéndose sus particularidades, debidas a las distintas consideraciones de las normativas y requisitos exigidos en cada caso. En concreto, se han expuesto: por un lado el caso del Metro de Dubai que correspondería a un proyecto desarrollado en un ámbito normativo europeo, pero en el que hubo de tenerse en cuenta ciertas particularidades que no se recogen en la ficha UIC774-3. Por otra parte, el caso del Metro de Vancouver corresponde a un proyecto desarrollado en un ámbito normativo norteamericano, donde el enfoque de la UIC774-3 no se contemplaba por el Cliente.

Así, del estudio realizado para el Metro de Dubai se podría concluir que:

- Modelos de análisis 2D son suficientes para determinar todos aquellos efectos de la interacción longitudinal considerados en la ficha UIC y evaluarlos contra los límites de tensiones establecidos en este documento.
- Ciertos aspectos relativos a las cargas a considerar no quedan completamente definidos en la ficha UIC, como por ejemplo la metodología para la aplicación de la retracción, lo que llevará a que los Clientes podrán hacer interpretaciones particulares en cada proyecto.
- La disposición de neoprenos como apoyo del tablero introduce unas tensiones sobre el carril, debido a la actuación de fuerzas transversales, que no se incluyen en el análisis de la interacción longitudinal y por lo tanto no deben evaluarse contra los límites de tensiones de la UIC. Para evitar este efecto fue necesario disponer llaves de cortante entre vanos.
- Por último, que la medida más eficaz para la reducción de tensiones en los carriles sobre los tramos continuos fue el uso de fijaciones del carril de resistencia inferior a la considerada en la ficha UIC.

Por otra parte, del estudio realizado para el Metro de Vancouver se puede concluir que:

- El análisis de la interacción en ámbito normativo norteamericano es completamente diferente al establecido en la ficha UIC. No se evalúan tensiones en el carril contra un límite prefijado, sino que únicamente se determinan esfuerzos horizontales, longitudinales y transversales, en subestructura debidos a la interacción, así como se verifica la apertura del carril en la hipótesis de su rotura.
- En definitiva, bajo este enfoque la interacción se evalúa en base al uso de unas fijaciones de menor capacidad a las establecidas en la ficha UIC, lo que obliga a realizar el cálculo y comprobación de la rotura del carril.

Finalmente es importante recordar dos aspectos relativos a los análisis longitudinal y transversal de la interacción: en primer lugar, que para trenes ligeros los límites de tensiones en

los carriles fijados en la ficha UIC son conservadores. En segundo lugar, que una forma de tener en cuenta los efectos en dirección transversal de la interacción es reducir los límites de tensiones en función del radio de curvatura en planta del trazado, tal y como se plantea en ciertas normativas.

En definitiva, de estos estudios se deduce que, actualmente, para el estudio de la interacción vía-estructura en viaductos para trenes ligeros no existe un formato normativo completo y adecuado que recoja todas sus singularidades, lo que obliga a la aplicación de forma especial de la ficha UIC y a la consideración de criterios de diseño, en cierta medida subjetivos, que dependen fuertemente del ámbito geográfico del proyecto.

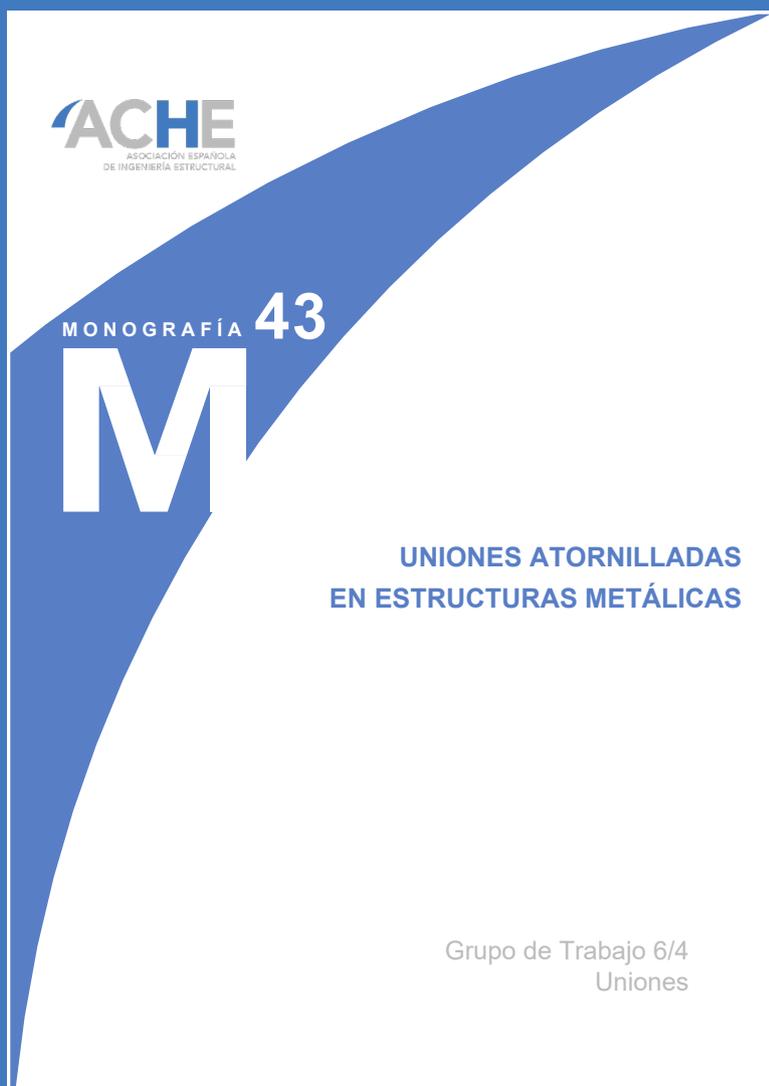
## Referencias

- [1] UIC 774-3R "Track-bridge Interaction. Recommendations for calculations". Octubre 2001
- [2] UIC 776-2R "Design requirements for rail bridges based on interaction phenomenon between track and bridge".
- [3] EN1991-2-2003 "Action on structures – Part 2. Traffic loads on bridges"
- [4] Manterola, J., Astiz, M.A., Martínez, A. (2000) Puentes de ferrocarril de Alta Velocidad. ROP 3386.
- [5] Gonzalez, P., Cuadrado, M., Nasarre, J., Romo, E. (2002) Alta velocidad. El fenómeno de la interacción vía-tablero en puentes. ROP 3418.
- [6] Cuadrado, M. (2004) Consideración de las deformaciones por retracción y fluencia en el estudio del fenómeno de interacción vía-tablero en el proyecto de puentes ferroviarios. ROP 3446. Agosto.
- [7] Ramondec, P., Martin, D., Schmidt, P. (2008) Track-bridge interaction. The SNCF experience. Ed Rui Calçada.
- [8] Wen Kuei, H., Weng-Heo, S., Yu-Lin, L. (2007) Railway continuous prestressed concrete bridge design in ballasted track turn out zones. Technologies MDPI.
- [9] RDSO. (2014) Guidelines for carrying out rail-structure interaction studies on metro systems. Lucknow.
- [10] TCRP 71 Transportation Research Board. (2012). Track design handbook for light rail transit. Washington: National Academy of science.
- [11] Yun, K.M., Park, B.H., Dee, H.U., Lin, N.H. (2016) Some thoughts on variation of response according to longitudinal track-bridge interaction analysis methods. International Journal of applied engineering research, 11:3689-3695
- [12] Guide specifications for bridges carrying light rail transit loads. AASHTO. 2018.
- [13] Kyoung-Chan, L., Seun Yup, J., Dong Ki, J. (2015) RSI Analysis of sliding slab track on bridge Proceedings of joint rail conference JRC
- [14] Kumar, R., Uphaday, A. (2012) Effect of temperature gradient on track-bridge interaction. Interaction and multiscale mechanics. <https://doi.org/10.12989/imm.2012.5.1.001>
- [15] Alhbock, D.R., Kish, A., Sluz, A. An assessment of design criteria for continuous welded rail on elevated transit structures. Transportation Research Record 1071. TRB Washington D.C.
- [16] Dutoit, D. (2008) New evolution for high speed rail line bridge design criteria and corresponding design procedure. Ed Rui Calçada.
- [17] Mº Fomento (2014) Documentos complementarios no contradictorios para la aplicación de los Eurocódigos para el cálculo de los puentes de ferrocarril.
- [18] Choi, H.S., Lee, K.C., Lee, S.C., Lee, J. (2019) Interaction analysis of sliding slab track on railway bridge considering behavior of end-supporting anchors. International journal of steel structures. 19(6):1939-1950. <https://doi.org/10.1007/s13296-019-00255-x>

# ACHE

## MONOGRAFÍAS

PRÓXIMAMENTE



**SECRETARÍA DE ACE**  
Tel.: 91 336 66 98  
[www.e-ache.com](http://www.e-ache.com)

