

HA

HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com | ISSN: 0439-5689 | julio-septiembre 2013 | Volumen 64 - nº 269





SOFISTIK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Nuevo paquete 3D-FEM Prof-Tendon

Todas las capacidades del 3D-FEM professional con el añadido del módulo Tendon para el postesado de losas

Este nuevo paquete ha nacido para satisfacer las demandas de las nuevas herramientas BIM (Building Information Modelling) para los proyectos de edificación, como Autodesk® Revit® Structure, así como para el proyecto de losas postesadas.

Algunas características:

- Creación de cualquier tipo de modelo 2D o 3D utilizando AutoCAD y SOFIPLUS ó Autodesk® Revit® Structure
- Introducción de cualquier geometría en los tendones de una losa mediante splines utilizando SOFIPLUS
- Cálculo y diseño en 2D de losas pretensadas
- Nuevos elementos 3D-FE para modelizar elementos viga, lamina, disco y losa.
- Entrada gráfica de cualquier tipo de sección transversal para elementos viga
- Introducción de vigas por encima o por debajo como barras de EF
- Determinación automática de la rigidez de las conexiones en cálculos 2D a partir de los datos del modelo BiM
- Diseño de armaduras de hormigón 3D en ELU y ELS, conforme a la norma EHE (hay otras normativas disponibles)
- Análisis no-lineal de losas 2D según el Eurocódigo para un diseño realista y más económico a flexión
- Levantamiento en losas apoyadas en el suelo
- Comprobaciones de elementos de acero según el Eurocódigo (EE, EP con clasificación automática de las secciones transversales de las clases 1.-3.)
- Generación de planos de forma gráfica e interactiva

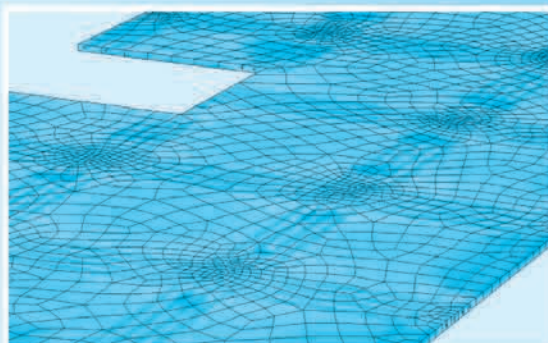
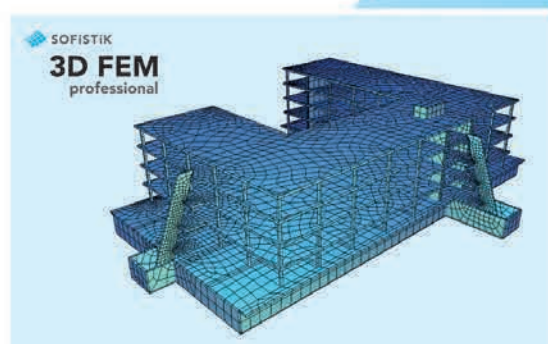




Foto de portada: Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghái, China

HORMIGÓN y ACERO

julio - septiembre 2013 | Volumen 64 - nº 269

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:



ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Luis M^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)*

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Juan Jesús Álvarez Andrés (DRAGADOS, Madrid)*

Ángel Arteaga Iriarte (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Antonio Carnerero Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

David Izquierdo López (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Antonio José Madrid Ramos (PROES, Madrid)

Patricia Olazábal Herrero (Santander)

Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)*

Bernardo Perepérez Ventura (ETS DE ARQUITECTURA - UPV, Valencia)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM, México)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

Paulo J. S. Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO, Guimarães, Portugal)

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, Chennai, India)

Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Paulo R. L. Helene (UNIVERSIDADE de SÃO PAULO, Brasil)

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

Carlos A. Prato (UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, Argentina)

António Reis (IST - UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Portugal)

Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)

José Manuel Roeset (TEXAS A&M UNIVERSITY, EE.UU.)

Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

Mike Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER, Stuttgart, Alemania)

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

José M^a de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

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

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

REDACCIÓN / CONTACTO:

E.T.S.I CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

Avda. Profesor Aranguren, s/n.

Ciudad Universitaria. 28040 Madrid

Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

www.e-ache.com/hya

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos:

ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Imprime: FISELGRAF



SUMARIO

C O N T E N I D O S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 5 | **Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghai**
Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai
Julio Martínez Calzón y Carlos Castañón Jiménez

- 31 | **Torre Iberdrola en Abandoibarra, Bilbao. Cimentación y estructura**
Iberdrola Tower, Abandoibarra, Bilbao. Foundations and structure
María del Mar Mayo Martínez

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 47 | **Análisis normativo de la variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de la normativa española con el Eurocódigo de acciones térmicas**
Normative analysis of the uniform temperature component in bridges. Comparison between the spanish codes and the Eurocode of thermal actions
Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato y Juan Luis Mansilla Domínguez

- 63 | **Protocolo técnico de actuación tras los terremotos en Lorca del 11 de mayo de 2011**
Technical protocol for action following the earthquakes of May 11, 2011 in Lorca
Juan Roldán Ruiz, Sergio Carrillo Martínez, Jerónimo Granados González, Diego Ruiz López y Francisco José Sánchez Medrano

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

- 77 | **Refuerzo de los tableros de la N-III sobre los aliviaderos de la presa de Alarcón**
Strengthening the decks on road N-III over Alarcón Dam spillways
Laura Benito, Luis Cosano, Patrick Ladret, Ángel Rozas y Pablo Vilchez

OTRAS INFORMACIONES

- 99 | **III Jornadas Internacionales de ACHE de Enseñanza de la Ingeniería Estructural**
- 101 | **Jornada Técnica Anual de ACHE Puentes y estructuras con y sin juntas**

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



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



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



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



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



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



INTEINCO
C/ Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alcalá, 54 - 1º dcha.
28014 MADRID



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



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

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghái

Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai

Julio Martínez Calzón ⁽¹⁾ y Carlos Castañón Jiménez ⁽²⁾

Recibido | Received: 31-08-2012
Aceptado | Accepted: 16-01-2013

Resumen

El Pabellón de España para la Expo 2010 en Shanghái es el resultado de una estrecha colaboración entre Arquitectura y Estructura. Revestido de una inusual envoltura de mimbre, la forma libre fuertemente curvada ideada por el estudio de arquitectura Miralles-Tagliabue EMBT, es su principal característica. Una doble malla de tubos de acero, adecuadamente optimizados teniendo en cuenta tanto su comportamiento estructural como su fabricación y constructibilidad, resuelve la fachada estructural, que sustenta los paneles de mimbre por el exterior y un muro cortina por el interior, a la vez que es soporte de las plantas interiores y cubiertas. La fase de diseño exigió el desarrollo de unos procedimientos informáticos específicos y gran coordinación entre los equipos de arquitectura e ingeniería. Su fabricación y construcción asimismo requirieron procedimientos originales de curvado, corte y soldadura de tubos, así como un montaje en obra sistemático y preciso, que posibilitaron la construcción en un plazo muy estricto de este singular edificio.

Palabras Clave: Estructura tubular espacial curva, desmontable, modulación, curvatura variable, forma libre.

Abstract

The Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai is the result of a close collaboration between Architecture and Structure. Along with an unusual wicker cover, the highly irregular curved free form of the building designed by the architecture office Miralles-Tagliabue EMBT, is its main characteristic. A double mesh of steel tubes, adequately defined in order to optimize both its structural behaviour and ease of manufacture and construction, forms the structural facade, which supports the wicker panels on the outside layer and a glass curtain wall on the inside, as well as bearing the floors and roofs of the building. The design process required special analysis procedures and specific software to be developed, as well as a good coordination between the architecture and engineering teams. The manufacture and construction required as well new and original processes in the curving, cutting and welding of the tubes, together with accurate and fast assembly procedures on-site, which allowed the remarkable building to be finished on a very short time.

Keywords: Curved tubular 3D structure, disassemble, modulation, variable curvature, free form.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería, S. L. (Madrid, España)

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería, S. L. (Madrid, España)

Persona de contacto / Corresponding author: carlos.castanon@mc2.es

1. INTRODUCCIÓN

La Exposición Universal de Shanghái en 2010, siguiendo la progresión desbocada pero firme de China y el antecedente cercano de los Juegos Olímpicos de Pekín en 2008, ha sido la mayor exposición de las celebradas hasta el momento, con 234 países y organismos mundiales presentes, ocupando una extensión de 528 hectáreas, más de 20 veces la de la Expo de Zaragoza. Tuvo 73 millones de visitantes [1], aglutinando un despliegue de arquitectura y formas llamativas, entre ellas el Pabellón de España, del estudio de arquitectura Miralles – Tagliabue EMBT y con el diseño de la estructura llevado a cabo por MC2 Estudio de Ingeniería.

Con más de 7 millones de visitantes, más que la totalidad de los visitantes de la Expo de Zaragoza, fue el pabellón nacional más grande tras el Pabellón Chino, y uno de los pabellones mejor considerados por el público [1]. Ha recibido varios premios, tanto de arquitectura como de estructura y construcción, entre ellos el primer premio RIBA International Award 2010, el premio al mejor edificio para Exposiciones de la WAF World Architecture Festival Awards 2010, designado como uno de los tres mejores pabellones en diseño arquitectónico por la BIE Bureau International des Expositions, y la medalla de oro para la mejor estructura de acero de la China Construction Metal Structure Association [2].

La zona que ocupa, en pleno centro de Shanghai, en el distrito de Pudong, a orillas del río Huangpu, hasta 2008 albergaba el astillero más antiguo del mundo y, ya finalizada la Expo, los rascacielos han empezado a reemplazar a los pabellones de la exposición, con contadas excepciones, entre ellas el Pabellón de España, que ha sido uno de los tres pabellones “indultados” al finalizar la Exposición [2].

1. INTRODUCTION

Following the unrestrained but steady growth of China, and the recent antecedent of Beijing 2008 Olympic Games, Shanghai World Expo 2010 has been the largest World Fair of all time, with 234 countries and international organizations represented, covering 5.28 square km, 20 times more than Zaragoza Expo. It was visited by 73 million people [1], and brought together an array of striking architectures and forms, one of which was the Spanish Pavilion, by architecture firm Miralles – Tagliabue EMBT and structure design by MC2 Estudio de Ingeniería.

With more than 7 million visitors, more than all the visitors of the whole Zaragoza Expo, it was the largest national pavilion, only behind the Chinese Pavilion, and was one of the most acclaimed by the public [1]. It has won several awards, both for its architecture and for its structure and construction, including the First Prize RIBA International Award 2010, Best Exposition Building award of the WAF World Architecture Festival Awards 2010, designated as one of the three best Pavilions in architectural design from the BIE Bureau International des Expositions, and received the Gold Medal for the best steel structure from the China Construction Metal Structure Association [2].

The area where it sits, at the center of Shanghai, in Pudong District, by the river Huangpu, hosted until 2008 the largest shipyard in the world. Now that the Expo is over, skyscrapers have begun to replace and rise over the previous pavilions, with a few exceptions, among which is the Spanish Pavilion, which was one of the three pavilions “pardoned” when the Expo ended [2].

The architectural design intended to avoid the direct use of elements usually employed as representative of a country, to focus on a more abstract matter: the pavilion as a mirror of Spain's weather and how the later is treated by Architecture [2]. With this aim, a wicker cover was chosen:



Figura 1. Vista general del pabellón, con su singular piel de mimbre
Figure 1. General view of the pavilion, with its distinct wicker cover



Figura 2. Vista general del pabellón en construcción, con la estructura de fachada completada
Figure 2. General view of the pavilion under construction, with the facade structure completed

El proyecto de arquitectura pretendía evitar la utilización directa de aquellos elementos prototípicos de representación de un país, para abordar un tema más abstracto: el pabellón como un reflejo del clima de España y de cómo éste se trata desde la arquitectura [2]. Para ello se recurrió a una envoltura de mimbre: artesanía y tradición globales compartidas por infinitud de culturas, entre ellas España y China.

Este material envolvente tan particular, junto con la forma sinuosa de la fachada son los principales aspectos que caracterizan al pabellón [3] (Figura 1).

Los trabajos en obra comenzaron en marzo de 2009, y en octubre de ese mismo año se había finalizado la estructura metálica. El 31 de marzo de 2010 se terminó la construcción del Pabellón para ser abierto al público el 1 de mayo, completándose por tanto en 12 meses esta espectacular obra de gran complejidad técnica [4].

Actualmente el Pabellón es propiedad del Ayuntamiento de Shanghai, tras su donación por parte de España, y está siendo remodelado para alojar un centro de intercambio cultural y comercial entre España y China.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

La original configuración arquitectónica del Pabellón de España está constituida por un conjunto de superficies muy curvadas que generan una variedad de espacios interconectados, tanto en el interior como en el exterior, con un lenguaje arquitectónico muy expresivo.

Estas superficies están formalizadas por paneles de mimbre en el exterior –y parte del interior– que se apoyan sobre una estructura metálica reticular espacial, que se adapta a la geometría de doble curvatura ideada por Arquitectura (Figura 2).

El Pabellón tiene tres partes claramente diferenciadas: una zona de exposición (Oeste), que aloja tres salas

handcraft and tradition, both global affinities between many countries, among which are Spain and China.

This distinct cover material, together with the convoluted shape of the facade are the main aspects that characterize the pavilion [3] (Figure 1).

The works on site started on May 2009, and by October that same year, the steel tubular structure was already finished. On March 31st 2010 the works were completed, and the Pavilion was opened to the public the 1st of May. Thus, all the works of this complex building, were carried out in 12 months [4].

Currently, the Pavilion is owned by Shanghai City Hall, after its donation from Spain, and it is being refurbished in order to hold a Cultural and Commercial Exchange Center between Spain and China.

2. DESCRIPTION OF THE BUILDING

The original architectural configuration of the Spanish Pavilion, is formed by a system of different sharply curved spatial surfaces which generate a variety of concatenated areas, on the inside as well as on the outside, with a very expressive style.

These surfaces are formalized through wicker panels on the outside –and parts of the inside– which bear onto a spatial mesh of steel tubes, which blends into the double curvature conceived by Architecture (Figure 2).

The Pavilion has three clearly differentiated areas: an Exhibition Area (West), comprising three rooms free of columns, where the exposition contents will be displayed; an Offices Area (East), which also contains an auditorium and a restaurant; and an Open Plaza between both areas, embraced by the structural facade which at this point enters and expands into the building, forming an open space for the public (Figure 3).

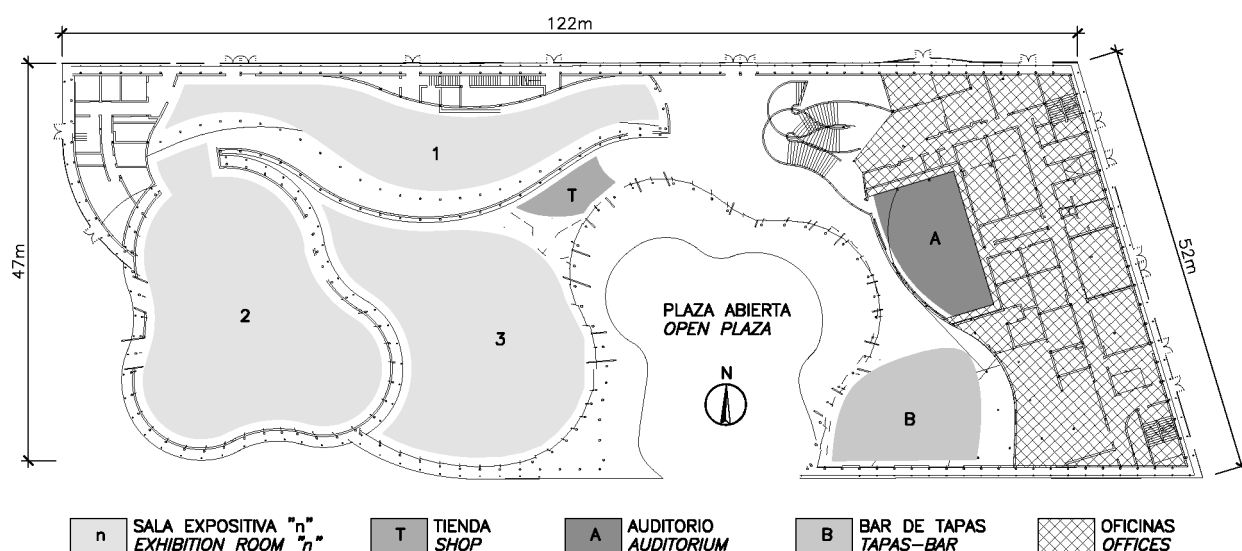


Figura 3. Dimensiones y distribución en planta
Figure 3. Dimensions and plan layout



Figura 4. Perspectiva general del pabellón en construcción, con el Puente Lupu de fondo
Figure 4. General perspective of the pavilion under construction, with Lupu Bridge in the background

diáfanos y una tienda; una zona de oficinas (Este), en la que también se encuentra un auditorio y un restaurante; y una plaza semicerrada articuladora de ambos espacios, abrazada casi totalmente por la fachada estructural, que en esta zona se pliega sobre sí misma dando lugar al espacio abierto al público (Figura 3).

La estructura del pabellón está compuesta por una doble malla ortogonal de tubos circulares curvos, que distan entre sí 80 cm y quedan unidos mediante elementos horizontales ("perchas") y, en ocasiones, elementos diagonales ("intradiagonales") (Figura 4). Esta doble malla soporta los forjados y cubiertas del edificio, y además sostiene, por el lado interior, el muro cortina o elementos de cerramiento opacos, y, por el exterior, la envoltura de paneles de mimbre.

The structure of the Pavilion is formed by two 80 cm distant meshes made out of orthogonally arranged circular tubes (Figure 4). Both meshes are connected through horizontal elements, named "hangers". This double mesh directly supports the floors and roofs of the building, while at the same time bearing the glass curtain wall or the blind cladding on the inner side and, on the outer side, an enclosure of large wicker panels that, while providing protection from direct sunlight, is permeable to light, air and rain; hence giving the whole a very organic external appearance (Figure 5).

The floors and roofs of the building bear onto the inner main mesh of the facade, and are carried out as composite slabs on top of a grillage of rolled steel profiles.

Vertical truss bracing systems, integrated into the partitions of the conventional lift and staircase cores, are

Esta envoltura protege de la radiación solar directa y es permeable a la luz, aire y lluvia, dando al conjunto una apariencia muy orgánica (Figura 5).

Los forjados y cubiertas del edificio se apoyan en la malla principal interior de la fachada y se han resuelto mediante forjados mixtos de chapa plegada sobre emparrillados de perfiles metálicos.

La estructura se arriostra mediante una serie de celosías verticales, integradas en los patios y en los huecos de ascensores, escaleras y de servicio. El conjunto completo formado por la fachada estructural curvilínea, los forjados y las antedichas celosías de arriostamiento configura un sistema interactivo global frente a la totalidad de las acciones gravitatorias, de viento, sísmicas, térmicas, etc. [5].

Aunque en un principio se barajó la posibilidad de partir el edificio en varios bloques independientes con complejas uniones entre sí, el edificio finalmente se planteó como un sistema completo constituido por el conjunto de las fachadas, integrando en su interior zonas parciales apoyadas en aquéllas y también en elementos propios adicionales exclusivamente en la zona Este correspondiente a las oficinas. Consiguientemente, y debido a la gran flexibilidad longitudinal de tales fachadas, se comprobó que los efectos térmicos y reológicos no afectaban sensiblemente a esta estructura y sin embargo la gran condición de forma que tales fachadas procuran, permitían establecer un único conjunto resistente adecuadamente capaz de hacer frente globalmente a todo este tipo de acciones [6].

Así pues, el diseño de la estructura se realizó en un único cuerpo, sin juntas de dilatación de ningún tipo.

El edificio no tiene sótanos, y está cimentado superficialmente en una losa de cimentación, sobre un terreno mejorado mediante una precarga. Una galería subterránea recorre longitudinalmente el edificio, sirviendo de paso de instalaciones, y bajo la mayor de las salas expositivas (la 2, ver Figura 3) existe un gran foso, de aproximadamente 20 m de diámetro, destinado a alojar la maquinaria de elevación de una gran plataforma que trasladaría a los visitantes al segundo piso en el recorrido de la exposición, pero que finalmente no se llevó a cabo, empleándose el hueco como plenum para inyectar aire fresco en la sala.

Existía la posibilidad de que, una vez finalizada la Exposición, el edificio fuese desmontado y trasladado a otra ubicación como edificio permanente. Esta posibilidad estaba incorporada en las premisas del diseño, y por este motivo la estructura principal fue diseñada mediante módulos atornillados entre sí, facilitando las operaciones de transporte, montaje y desmontaje –y vuelta a montar [7].

Aun cuando por la temporalidad de la Exposición el proyecto de la estructura podría haberse realizado con



Figura 5. Vista del pabellón acabado
Figure 5. View of the completed pavilion

connected to these slabs. The entire assembly, consisting of the curvilinear structural facade, slabs and trusses, forms an interactive, collaborating and bracing global structural system perfectly able to withstand the combined action of all loads to which it may be exposed to: gravitational, wind, seismic, thermal, etc. [5].

Although initially the possibility of breaking the building into several blocks connected through complex joints, it was finally defined as a single body, with the structural facade as main bearing system of the floors, which at the East –offices– area also bear on conventional columns. Thus, due to the flexibility of the facades, the thermal and reologic effects are adequately withstood, and the form that the facade takes allows establishing a single resisting system able to withstand globally all these forces [6].

Consequently, its structural concept is defined in terms of one and only body, without expansion joints of any kind.

The Pavilion has no basement, and it is directly built on a shallow foundation on top of an improved ground by means of pre-loading. An underground gallery crosses longitudinally the building, through which ducts and MEP services run. Under the main Exhibition Room (no. 2, see Figure 3) there is a great pit, of approximately 20 m in diameter, intended to locate the machinery for an elevating platform which would lift the visitors to the second floor of the exhibition, but which wasn't finally carried out; the pit was then employed as a plenum to inject fresh air into the room.

There was a possibility that at the end of the Exposition, the building had to be dismantled, transferred and rebuilt at another location for its use as a permanent building. This premise was incorporated in the design, and thus the main structure was designed to be carried out by means of large modular panels bolted together to facilitate the operations of transportation, assembly and disassembly –and assembly once again [7].

In view of the temporary nature of the Expo, the building project could have been conducted with a service lifetime criterion of less than 5 years and a 50-year return period for the loads considered. However, as there existed the possibility of later re-use of the building, finally a 50-year service lifetime was considered in the design of all the

el criterio de vida útil menor de 5 años, y un período de retorno para las acciones de valor 50 años, al estar prevista su reutilización posterior se tuvo finalmente en cuenta una vida útil de 50 años en el diseño de todos los elementos, si bien se previó la demolición de los forjados mixtos de hormigón, que deberían volver a ser hormigonados tras el montaje de la estructura metálica en una nueva ubicación.

Al término de la exposición y debido al éxito cosechado durante la misma, el Pabellón de España fue uno de los tres pabellones “indultados”, al permitir las autoridades de la Expo conservar el edificio en su ubicación actual y ser dedicado para servir de plataforma de entretenimiento e intercambio cultural y comercial entre España y China. Actualmente se van a iniciar los trabajos de remodelación para albergar una gran exposición de turismo, un espectáculo de flamenco permanente, una exposición de un gran equipo de fútbol español, un restaurante y una tienda de productos españoles.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1. Cimentación

El terreno en el que se ubica el Pabellón, sobre la llanura aluvial del río Huang Pu, es muy blando y arcilloso, por lo que requería una solución especial para su cimentación. Bajo una primera capa de rellenos antrópicos, de 2 a 3 metros de profundidad, hay una sucesión de capas arcillo-limosas de gran potencia y baja capacidad portante. A esta circunstancia se suma la escasa profundidad del nivel freático, que se encuentra a tan sólo 1 m de la superficie.

Además de la baja capacidad del suelo, se daban dos condicionantes fundamentales más:

- El edificio completo, incluyendo su cimentación, debía ser completamente demolido y retirado tras la Exposición
- Gran parte del Pabellón se encuentra en la zona de proximidad del Puente Lupu –puente arco con vano principal de 550 m, actualmente el segundo mayor del mundo de esa tipología– donde no está permitido llevar a cabo ninguna cimentación profunda para no afectar a la cimentación del propio puente

Como resultado del estudio de la documentación sobre el terreno y de los condicionantes adicionales, se estimó, confirmado por la consulta con una asesoría especializada en geotecnia, que la solución más adecuada de cimentación era la retirada y sustitución del relleno superficial, y la mejora del terreno por medio de una precarga temporal de 3 m de espesor de tierras. Con el fin de acelerar el efecto de la precarga se hincaron mechas drenantes en el terreno.

elements. The composite floors would nonetheless have to be demolished and later re-built after the re-assembly of the steel grillage on the new location.

When the Expo came to an end, and due to its success during the fair, the Spanish Pavilion was one of the three “pardoned” pavilions, and the Expo Authorities allowed the building to stay at its location and serve as an entertainment space, and a cultural and commercial exchange platform between Spain and China. At present, works are being carried out to refurbish the building so as to host a tourist center, a permanent flamenco dance show, an exhibition of an important Spanish football team, a restaurant and a shop of Spanish products.

3. STRUCTURE DESCRIPTION

3.1. Foundation

The soil under the Pavilion, on the Huang Pu river alluvial plain, is a very soft clay, requiring a special solution for its foundation. Under a first layer of fillings 2 to 3 m thick, there is a series of mucky silty clay layers of great depth and low bearing capacity. Furthermore, the groundwater table is very shallow, just 1 m deep.

Together with these poor conditions of the soil, there were two more aspects which conditioned greatly the foundation type chosen:

- *The foundations needed to be completely demolished and removed upon finishing the Expo*
- *A great area of the building is situated in the proximity of the Lupu Bridge –arch bridge with a main span of 550 m, currently the second longest in the world under this category–, where it is not allowed to drill deep piles in order not to disturb the foundation of the bridge*

From the study of the documentation on the ground and the additional constraints, it was deemed that the most adequate solution, confirmed by a geotechnical specialist consultant, could be the removal and replacement of the surface fill, together with a ground improvement of the soil by pre-loading with a 3 m surcharge. In order to accelerate the settlement process of the pre-loading, vertical drains were driven into the ground.

The pre-loading solution has merely superficial effects within the range of the previously existing stresses in the area. It enables the easy demolition of the shallow slab and raft foundation upon the end of the Expo.

The mandatory constraints of the sole occupation of the strict limits of the precinct assigned to the pavilion, and the eventual interaction with the existing perimeter conditions, made it necessary to employ sheet piles walls on the whole of the excavation perimeter.

This operation aimed at consolidating the soil by placing on its top a surcharge of approximately one and a half times

Esta solución determinaba en el terreno una afección en fase de servicio muy superficial, con acciones del mismo orden que las existentes con anterioridad en el lugar, permitiendo la ejecución de una cimentación superficial fácilmente retirable tras la finalización de la Expo.

Las obligadas condiciones de ocupación exclusiva dentro de los límites estrictos de la parcela reservada para la ubicación del Pabellón y la eventual interacción con las condiciones perimetrales existentes, determinaron la necesidad de emplear unas pantallas de tablestacas en la totalidad del perímetro de la excavación.

La operación buscaba consolidar el terreno de cimentación mediante la colocación sobre el mismo de una carga del orden de vez y media superior a las cargas máximas que el pabellón ejercería posteriormente sobre dicho terreno y doble de las cargas cuasipermanentes. De esta forma, al retirar dicha precarga tras un período apropiado, estimado en dos meses, y controlando el proceso deformativo del terreno bajo dicha sollicitación, se contaría con unas condiciones de deformación por recarga muy favorables para la cimentación del edificio, y una total garantía de estabilidad de los estratos afectados.

Aunque esta forma de actuación no es muy usual en Shanghai y sus alrededores, ya que para el caso de circunstancias definitivas y altas cargas este procedimiento podría llegar a exigir tiempos de precarga y valores de ésta muy considerables, para el presente caso de cargas ligeras sobre el terreno y un tiempo de actuación limitado, la solución adoptada resultó muy favorable, permitiendo cumplir rigurosamente con las restantes condiciones impuestas por la organización de la Exposición. Esta solución fue empleada posteriormente, siguiendo nuestro ejemplo, en pabellones aledaños.

Durante la operación de precarga se monitorizaron dos veces por semana los asientos del terreno, así como su ascenso tras la retirada de la misma y comienzo de la cimentación; los valores resultaron algo menores de lo anticipado por el cálculo. Debido a un retraso en la fecha de inicio de los trabajos en obra la precarga se mantuvo un mes más de los dos meses estimados en el cálculo, favoreciendo la consolidación del terreno y reduciendo los posibles asientos futuros.

Se continuó monitorizando los movimientos de los puntos de control durante la ejecución del edificio, ya con una regularidad mensual, comprobando que a la finalización de la estructura los movimientos ascendentes ya se habían estabilizado, no observándose asientos ni ascensos significativos hasta la inauguración del pabellón.

La cimentación se realizó sobre un relleno granular compactado tras retirar el material de precarga. Los tubos de fachada arrancan de basas metálicas empo-

the maximum expected loads that the building would exert later on the said soil, and twice the quasi-permanent loads. Thus, after removing the surcharge after an appropriate period of time –estimated to be two months– and monitoring the settlement of the ground under that load, the ground would present a very favourable deformative condition for the foundation of the building, and a complete guaranty of stability of the affected strata.

Although this procedure is not very usual in Shanghai and its surroundings, as for definitive circumstances and high loads this process would require long periods of time and high values of loading, for the present case the moderate loads on the ground and the limited period of use the adopted solution resulted very favourable, allowing to meet all the remaining constraints imposed by the Expo Authorities. This solution was later employed on other pavilions, following our example.

During the pre-loading operation the ground settlement was monitored, obtaining readings twice a week. This monitoring followed after the removal of the surcharge and beginning of the foundation works, when the ground rose. The settlement readings resulted lower than theoretically expected. Due to a delay in the starting date of the foundation works, it was possible to keep the surcharge in place one more month than the two estimated from the analysis, favouring a greater consolidation of the soil and further reducing future settlements.

During the works of the rest of the building the control points were still monitored, although on a monthly basis, being able to ascertain that by the end of the structure works, the rising movement of the ground had stabilized, not observing any significant settlement or rise until the inauguration.

The foundation was carried out on a compacted granular fill, laid after removing the surcharge. The facade tubes rise from steel plates embedded on concrete foundation strips which follow the serpentine geometry of the facade. These strips are 0.80 m deep, with a variable thickness between 0.70 m and 1.20 m, and it is concreted together with the raft foundation 0.25 m deep which covers the rest of the plant of the pavilion, except for the offices area, where the columns rise from a foundation slab 0.50 m deep, also connected to the strips and the raft foundation.

3.2. Superstructure

The three exhibition rooms plus the open plaza are characterized by the absence of inner columns, being the curved structural facades the only support for the floors and roofs (Figure 6). The Offices area, although surrounded by the facades, has a more conventional structural system, with inner (straight) columns, and a grillage of beams on which the composite steel deck rest (Figure 7).

Figure 8 summarizes the disposition of the structural facade, both in plan view and elevation. The main orthogonal mesh, formed by meridians set on vertical planes, and

tradas en unas bandas corridas de hormigón armado que siguen el perímetro sinuoso de la fachada, de 0,80 m de canto y ancho variable entre 0,70 m y 1,20 m. Estas bandas se disponen unidas solidariamente a la soleira, de 0,25 m de canto que cubre el resto de la planta del pabellón, salvo en la zona de oficinas, en donde los soportes arrancan sobre una losa de cimentación de 0,50 m de canto, unida a los sistemas antedichos.

3.2. Superestructura

Las tres salas de la exposición y la plaza abierta se caracterizan por la ausencia de soportes interiores, siendo la fachada el único elemento estructural de soporte de los forjados y cubiertas (Figura 6). La zona de oficinas, por el contrario, tiene una configuración más convencional, y aunque también está bordeada y sustentada por la fachada estructural, posee soportes interiores para apoyo de los emparrillados de vigas que soportan los forjados mixtos (Figura 7).

La Figura 8 esquematiza en planta y alzado la disposición de la fachada estructural. La malla ortogonal principal, compuesta por meridianos dispuestos en planos verticales y paralelos contenidos en planos horizontales, arranca de cimentación y sigue la geometría curva definida por arquitectura. Esta configuración, que procede de realizar cortes por planos verticales y horizontales sobre la geometría libre de doble curvatura ideada por arquitectura, permite transformar una doble curvatura en elementos de curvatura única, contenidos en planos. Así, un paralelo o un meridiano cualquiera puede seguir una curva sinuosa, pero estará siempre contenido en un plano, por lo que será de curvatura sencilla.

Paralela a esta malla ortogonal principal se dispone una malla secundaria, que no llega a apoyar en el terreno salvo en zonas especiales, con tubos de menor entidad, pero con la misma configuración, que además de su funcionalidad arquitectónica aporta una favorable mayor rigidez al conjunto. Ambas capas están separadas 0,80 m, aunque en la zona de la Plaza Abierta esta separación llega a alcanzar los 5,00 m. La unión entre ambas capas se realiza por medio de elementos rectos contenidos en planos horizontales, denominados “perchas”, que formalizan un sistema pseudo-vierendeel. La peculiaridad de este sistema vierendeel proviene de que al ser un sistema espacial las dobles curvaturas hacen que estas perchas no siempre trabajen fundamentalmente a flexión.

En determinadas zonas muy solicitadas se dispone además una serie de “intradiagonales”, contenidas en los mismos planos verticales de los meridianos y las perchas, creándose en tales zonas sistemas locales en celosía, mucho más rígidos y resistentes que el resto.

Los meridianos se disponen separados en planta aproximadamente 2,40 m, y los planos horizontales que contienen los paralelos y perchas tienen un espaciamiento constante en alzado de 1,20 m.



Figura 6. Sala Expositiva 3. La fuertemente curvada fachada estructural soporta la cubierta sin columnas interiores. La cubierta está compuesta por vigas triangulares, cajón perimetral, celosías y forjado mixto

Figure 6. Exhibition Room 3. The highly curved structural facades, without inner columns, support the roofs of the spacious exhibition rooms. The roof structure consists of triangular beams, edge box-beams, trusses and composite floors.

parallels set on horizontal planes, rises from the foundation strip and follows the curved geometry defined by architecture. This configuration, which comes from making cuts by vertical and horizontal planes on the double curvature free form designed by architecture, makes it possible to transform a double curvature into elements of single curva-



Figura 7. Área de oficinas. La fachada, junto con los soportes interiores, sustentan los forjados y cubiertas, resueltos con estructuras mixtas

Figure 7. Offices area. The curved structural facade and inner columns support the composite floors

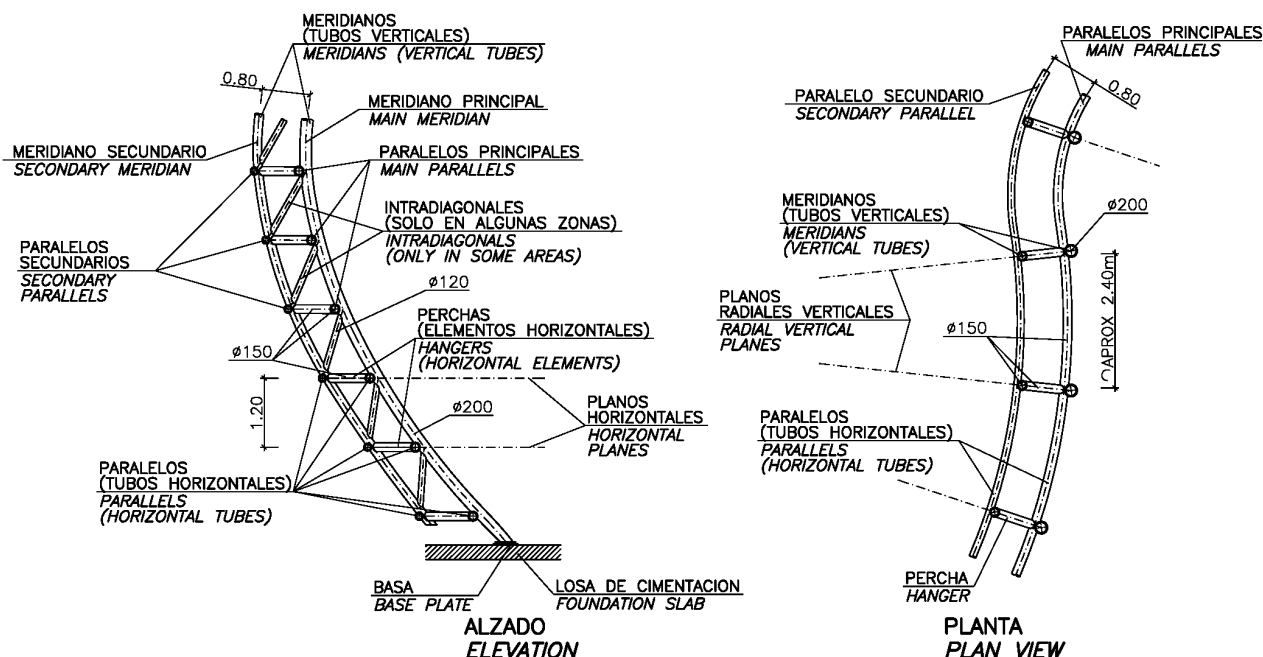


Figura 8. Estructura de fachada, compuesta por una doble malla ortogonal de tubos curvos. La malla principal se extiende hasta la cimentación, mientras que la malla secundaria se vincula a la principal por medio de “perchas”, y en algunos casos, “intradiagonales”.
Figure 8. Structural facade system, composed of a double mesh of orthogonally arranged curved tubes. The main mesh, of slightly greater dimensions, extends to the ground, while the secondary mesh is attached to the main one through horizontal “hangers”, and in some cases, “intradiagonals”

Las uniones de las estructuras de las plantas con la capa principal vertical interior portante de la fachada, se efectúan mediante cartelas dobles con su plano de simetría contenido en uno de los planos radiales verticales, y vinculadas verticalmente con las vigas perimetrales limitadoras de las superficies de las plantas de piso (ver Apartado 3.6).

Dichas cartelas dobles de apoyo se empotran en las citadas piezas de contorno y se articulan a los tubos verticales radiales, también mediante cartelas únicas y uniones de bulón, y perfectamente soldadas en planos diametrales de los tubos, evitándose así todo tipo de acciones esviadas o anguladas sobre los sistemas de fachada (ver Apartados 3.6 y 3.7).

La unión entre los tubos horizontales (paralelos) y verticales (meridianos) de una misma familia (principal o secundaria) se realiza de forma excéntrica. En esta unión particular, que se describe en el Apartado 3.5, los tubos verticales de ambas capas de las fachadas son íntegros, continuos sin ningún tipo de talaño. En las intersecciones con los tubos horizontales, se han recortado únicamente los horizontales para maclarse y unirse apropiadamente con los verticales.

Dada la geometría tan variable a lo largo del edificio, con una disposición marcadamente espacial y el gran número de uniones a realizar, en total y tipos, desde los inicios del diseño se buscaron las posibilidades de sistematización y optimización estructural que potenciasen o facilitasen tanto su comportamiento estructural como su constructibilidad, desde los detalles más repetidos y estándares, hasta los más singulares y especiales.

ture, contained on planes. This way, any parallel or meridian may follow a sinuous geometry, but it will always belong to a plane, being thus of single curvature.

Parallel to the main orthogonal mesh there is a secondary mesh, which doesn't reach the foundation with the exception of some special areas. The tubes of the secondary mesh are smaller than those of the main mesh, but with the same configuration, which, besides its architectural purpose, it contributes a greater stiffness to the set. Both meshes are separated 0.80 m, although at the Open Plaza this separation reaches 5.00 m. The connection between the two meshes is formalized by straight elements contained in horizontal planes, named “hangers”, which determine a pseudo-vierendeel system. The particularity of this vierendeel system is that, due to the spatial configuration of the double curvatures, these hangers aren't always subjected mainly to bending.

On certain areas with high loads, a series of “intradiagonals” are placed between the meshes, set in the same vertical planes as the meridians and the hangers, determining in such places local truss systems, much more stiffer and resistant than the rest.

The meridians are set every 2.40 m on plan view, approximately, and the horizontal planes that contain the parallels and hangers are set every 1.20 m on elevation.

The connection between the floor structure and the bearing main vertical layer of the facade is carried out through double ear-plates with the symmetry axis set on the vertical radial planes, and connected vertically to the perimeter beams which define the edge of the floors (see Paragraph 3.6).

The said double ear-plates are fully fixed against the edge beams, and pinned to the radial vertical facade tubes,

Así, por un lado, se limitó el número de tipos de tubos a emplear, en diámetros y espesores, adaptándose a los productos comerciales disponibles en China. Estos finalmente fueron tubos circulares de entre 6 mm y 20 mm de espesor, y diámetros entre 150 mm y 200 mm, con algunas zonas de hasta 300 mm:

- La malla principal portante (interior):
 - $\phi 200$ mm en los tubos contenidos en planos verticales (meridianos)
 - $\phi 150$ mm en los tubos contenidos en planos horizontales (paralelos)
 - $\phi 300$ mm en los tubos especiales en zonas de grandes solicitaciones
- La malla secundaria exterior:
 - $\phi 150$ mm en los tubos contenidos en planos verticales (meridianos)
 - $\phi 120$ mm en los tubos contenidos en planos horizontales (paralelos)

Aún aparentando curvaturas variables, cada elemento curvo de fachada se definió como formado únicamente por un conjunto de tramos de entre 14 radios de curvatura distintos, que se soldarían en prolongación en taller, simplificando su ejecución (ver Apartado 5.4.2).

Se realizó un estudio pormenorizado de la conexión entre las dos capas de tubos de las estructuras de fachada:

- En las zonas tipo, con montantes horizontales (“perchas”)
- En las zonas más solicitadas, con “intradagonales”, en las que se requiere mayor rigidez: en puertas, huecos y casos muy especiales
- Triangulaciones locales de la capa interior

También se dan una serie de elementos específicos:

- Vigas cajón perimetrales, limitadoras de la superficie útil de las plantas motivada por el curvado de las paredes para su acoplamiento con las fachadas y sistemas de cartelas bulonadas semejantes a los anteriormente descritos, como conexión entre las vigas perimetrales y las fachadas (Apartado 3.7)
- Vigas de sección triangular conectadas a las vigas cajón perimetrales, en los casos de lucernarios (Apartado 3.8)
- Cargaderos en celosías de gran luz, para los emparrillados primarios de las cubiertas y zonas especiales.

3.3. Modulación

En la fase de diseño inicial se prestó especial atención a la fabricación de la estructura de fachada, concibien-

through single ear-plates and pin-bolt connections, perfectly welded following diametral planes of the tubes, thus avoiding all sorts of deviation forces on the structural facades (see Paragraphs 3.6 y 3.7).

The connection between the horizontal tubes (parallels) and vertical ones (meridians) of the same family (main or secondary) is carried out off-axis. On this singular connection, which is described in Paragraph 3.5, the vertical tubes of both layers are continuous, without any sort of opening. At the intersection with the horizontal tubes, only the horizontal tubes have been cut, in order to adequately merge and connect to the vertical ones.

On account of the markedly spatial arrangement of the building and the enormous quantities of these connections and the conditions of the interaction of the diverse tubular systems, it was considered indispensable to establish a series of systematic parametric conditions to reflect the different aspects of each detail in a simplified manner; from the most repeated and standard details up to the most singular ones.

Thus, on the one hand, the amount of different types of tubes to be used was restricted, both in diameters and thicknesses, adjusting to the available commercial products in China. These were finally circular hollow sections between 6 mm and 20 mm thick, and diameters between 150 mm and 200 mm, with some areas with up to 300 mm:

- *Main inner layer tube diameters:*
 - $\phi 200$ mm tubes for the elements in vertical planes (meridians)
 - $\phi 150$ mm tubes for the elements in horizontal planes (parallels)
 - $\phi 300$ mm tubes for the areas carrying high loads
- *Secondary outer layer tube diameters:*
 - $\phi 150$ mm tubes for the elements in vertical planes (meridians)
 - $\phi 120$ mm tubes for the elements in horizontal planes (parallels)

Even though each tube appeared to be of variable curvature, they were defined as formed by a combination of stretches from a set of 14 different curvature radii, which would be welded at the workshop, simplifying thus its construction (see Paragraph 5.4.2).

A thorough analysis of the connection arrangements between both layers of tubes of the structural facade was carried out:

- *Type connection areas, only by means of horizontal tubes (“hangers”)*
- *Areas with “intra-diagonal”, where a higher stiffness is required due to high stresses: doors, openings, special cases*
- *Local triangulations of the inner layer.*

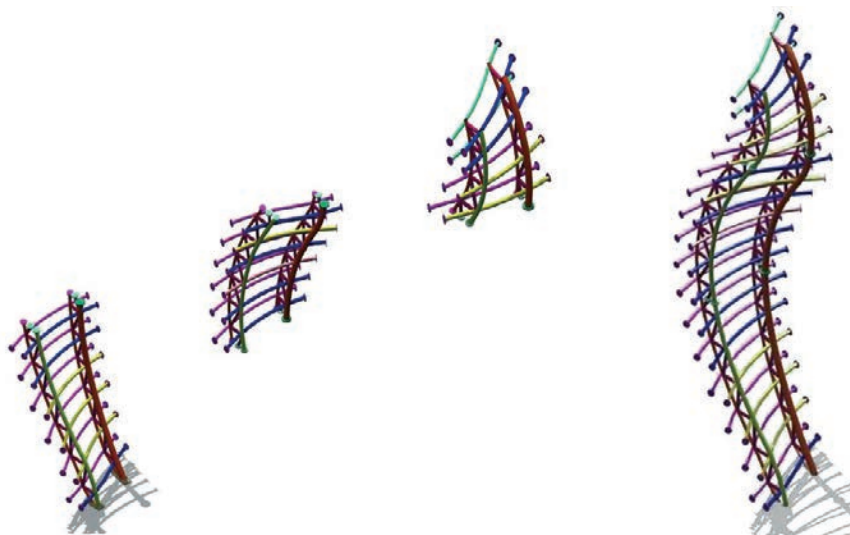


Figura 9. Modulaci3n. Los tres m3dulos de la izquierda se unen mediante bridas atornilladas para formar el conjunto de la derecha
Figure 9. Modulation. The three modules at the left side are connected through bolted cleats, forming the set at the right

do un sistema modular en el que se fabricaban en taller paneles de dimensiones reducidas, cuyos tubos eran curvados, cortados y soldados para ser posteriormente transportados a obra, donde eran f3cilmente manipulados y conectados unos con otros (Figura 9).

Se establecieron como paneles constructivos unidades de 4,80 m de anchura aproximada; es decir, constituidos por un m3dulo completo de 2,40 m, formado por dos costillas o piezas radiales, m3s dos mitades de m3dulo de los tubos horizontales a cada lado. La altura m3xima prevista para estos paneles fue del orden de 7 m para facilitar el transporte y la colocaci3n.

La conexi3n entre los m3dulos se dise1n3 para ser llevada a cabo mediante bridas atornilladas (descritas en el siguiente apartado) con una precisa ejecuci3n en taller y cuidado posicionamiento en obra, de manera que los taladros de los tornillos estuviesen adecuadamente alineados.

Esta uni3n embridada atornillada facilitar3a el desmontaje de la estructura, para ser transportada y volver a ser construida en otra ubicaci3n en Shanghai, una vez finalizada la Expo, condici3n requerida en el dise1no.

3.4. Uniones embridadas

Las uniones entre paneles estaban previstas mediante un sistema embridado de dos placas extremas circulares unidas entre s3 por tornillos de alta resistencia, con objeto de facilitar el montaje y posterior desmontaje de los m3dulos que componen la estructura de fachada. Las bridas son circulares, en el caso de los tubos horizontales, y el3pticas en las uniones entre los tubos verticales, para conseguir apoyos horizontales, m3s favorables durante el montaje (Figura 10, Figura 11 y Figura 12).

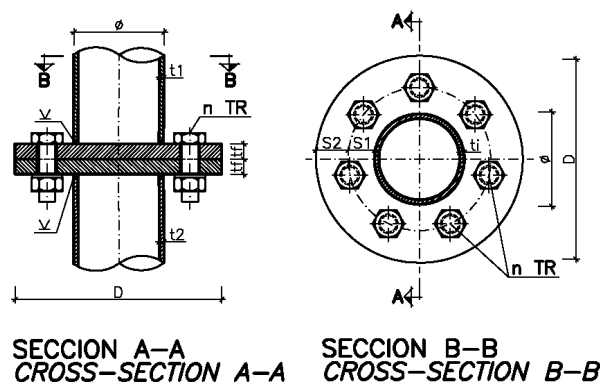


Figura 10. Croquis de uni3n embridada recta
Figure 10. Orthogonal cleat connection

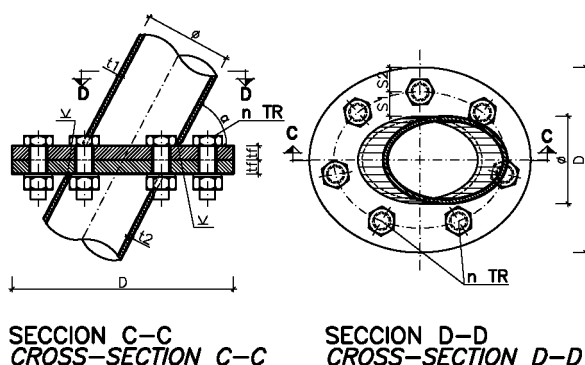


Figura 11. Croquis de uni3n embridada inclinada
Figure 11. Inclined cleat connection

Together with this, there are also special elements:

- Floor circumscribing peripheral box beams which determine the surface of the floors due to the curvature of the facades, connected to the facades through pin-bolted ear-plates, similar to the ones previously described between the edge-beams and the facades (Paragraph 3.7)



Figura 12. Unión embridada
Figure 12. Cleat connection

Hay dos familias de bridas, una en planos horizontales, separando niveles de estructura de unos 7 m, y otra familia de bridas dispuestas en planos verticales cada 4,80 m aproximadamente. Todas las bridas de cada cara de un módulo debían estar situadas en un mismo plano, ya que de no ser así, no sería posible el ensamblaje de unos módulos con otros, al tener cada tubo orientaciones diferentes.

3.5. Intersección excéntrica de tubos

Quizás el detalle constructivo más particular del edificio sea la unión excéntrica entre los tubos verticales y horizontales que forman las mallas de fachada (Figura 13). La finalidad de esta peculiar disposición, en la que los tubos verticales son pasantes y a los horizontales se les practica una abertura lateral, fue a la vez un requerimiento arquitectónico como una disposición constructiva, para simplificar los procesos de curvado y corte de tubos, que de ser a ejes llevaría al despiece total y unión completa de una de las capas.

La disposición planteada pretende que la capa considerada secundaria en esfuerzos, los paralelos horizontales, intersecte sólo parcialmente a la ortogonal vertical, permitiendo que el contorno del tubo horizontal cortado pueda ser soldado en ángulo al vertical correspondiente, de manera que se garantice la transferencia de los esfuerzos que se produzcan en dicha unión.

- Triangular box beams connecting the peripheral box-beams to the tubes of the facade in order to improve the entrance of light: skylight area (Paragraph 3.8)
- Truss beams of great span for the primary grillages of the roofs and special areas.

3.3. Modulation

During the initial design, special attention was paid to the construction process of the structural facade: the tubes would be curved, cut and welded at the workshop, assembling small panels that could be transported and easily manipulated on site (Figure 9).

The width of these constructive panels was set to 4.80 m approximately; it is to say, consisting of a complete module of 2.40 m formed by two ribs or radial parts and two halves of the horizontal tubes module. The maximum height of these panels was about 7 m, in order to ease its transportation and manipulation.

The connection between panels was designed to be carried out vertically and horizontally by means of bolted cleats (described on the next paragraph), with a precise fabrication at the workshop and a careful positioning on site, so that the boring holes of the bolts were correctly aligned.

This bolted cleat connection would ease both the assembly and disassembly of these elements at the end of the Expo, to be transported and then again built on another location in Shanghai, as implemented in the design.

3.4. Cleat connections

The connections between the modules were devised to be carried out by means of bolted circular cleats with high strength bolts, in order to ease the assembly and later disassembly of the modules that form the structural facade. For the horizontal tubes, these cleats are circular (orthogonally placed), though wherever considered appropriate, elliptical cleats can alternatively be used for the joints of vertical tubes so to achieve horizontal bearings; hence facilitating the assembly (Figure 10, Figure 11 and Figure 12).

There are two families of cleat connections: one set on horizontal planes, dividing the structure into 7 m high layers; and a second family of cleats set on vertical planes every 4.80 m approximately. All the cleats of each border of a module had to be set at the same plane, as, had it not been this way, it would not be possible to assemble the modules one next or on top of the others, as each tube had different directions.

3.5. Off-axis tube intersection

Perhaps the most particular construction detail of the building is the off-axis connection between the vertical and

Consiguientemente los tubos verticales se disponen pasantes completos, mientras que los tubos horizontales se cortan adecuadamente (ver Apartado 5.4.2), para acoplarse a los tubos verticales en los nudos de cruce. Precisamente, el acoplamiento geométrico considerado ha consistido en lograr que el cruce de ambas familias de una capa se produzca con una distancia entre los ejes de sus tubos nunca nula, sino comprendida y limitada entre un valor mínimo de 25 mm y un máximo de 170 mm, estando el promedio en una separación de 120 mm (Figura 14).

Para los valores medios y el valor mínimo de esta separación el perímetro de corte y su unión soldada en taller con cordón en ángulo de 0,7 t de la chapa de menor espesor, determina una capacidad resistente válida para los esfuerzos que se presentan en dichas uniones.

Por el contrario, en el caso de la distancia máxima, el contorno ideal de contacto resulta insuficiente, debiendo ampliarse la profundidad de dicho corte de intersección del tubo horizontal a un mínimo de 60 mm, intercalándose en tales casos una chapa del espesor diferencia entre el valor teórico y los 60 mm mínimos. Esta chapa auxiliar se dispone cilíndrica, con su única curvatura en la posición apropiada para su unión al tubo horizontal con cordón en ángulo de 0,7 t_h.

Esta conexión requirió un análisis afinado del comportamiento de la unión por medio de un análisis de elementos finitos (Figura 15), determinando, para los diferentes rangos de separación, espesores y diámetros de tubos, las combinaciones de esfuerzos que era capaz de soportar cada unión.

Respecto a la fabricación, existen diversos programas comerciales para la definición automática de los cortes



Figura 13. Detalle de la unión excéntrica. Los tubos verticales son pasantes, mientras que los horizontales son cortados
Figure 13. Off-axis connection. The vertical tubes are continuous, while the horizontal ones are cut

horizontal tubes that form the structural facade meshes (Figure 13). This peculiar arrangement, in which the vertical tubes are continuous and the horizontal ones are cut laterally, was at the same time an architectural requirement and a construction disposition, with the aim of simplifying the curving and cutting processes of the tubes; had it been a cross-axis intersection it would have required a complete cut and assembly piece by piece of one of the layers.

This arrangement seeks to easing the transfer of stresses from the secondary layer, the horizontal parallels, to the main vertical layer, through a partial intersection, allowing the intersection outline on the horizontal tube to be welded against the continuous vertical one, guaranteeing this way an adequate transfer of stresses in the connection.

Consequently, the vertical tubes remain continuous through the connection, while the horizontal ones are

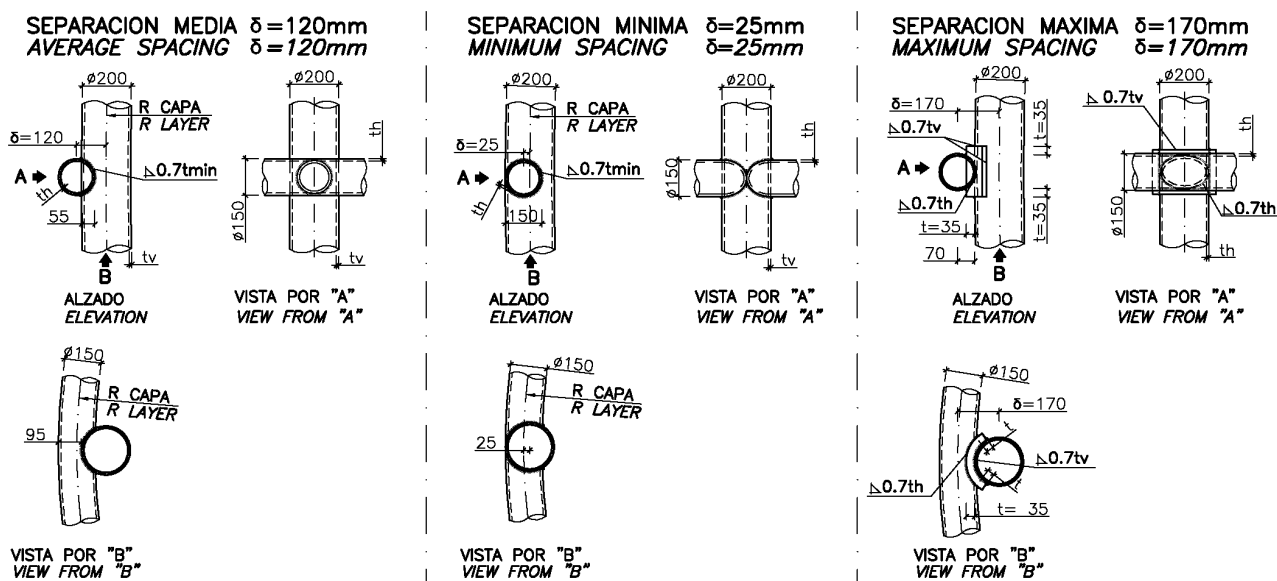


Figura 14. Detalle de la unión excéntrica, en los diferentes casos en función de la separación entre ejes
Figure 14. Detail of the off-axis connection, in different cases depending on the distance between axes

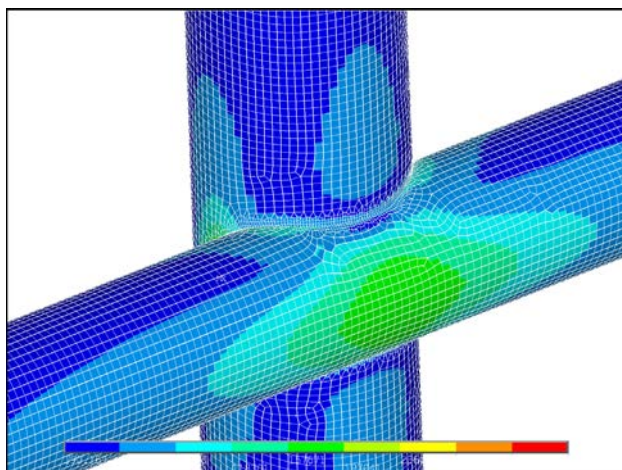


Figura 15. Estudio de tensiones de la unión excéntrica por MEF
Figure 15. Stress study by FEM and the off-axis connection

a realizar en dos tubos que se intersectan, conectados directamente con las máquinas de corte automático. Sin embargo, estos cortes están limitados a intersecciones de tubos rectos concéntricos. Para poder realizar los cortes de la intersección de tubos curvos excéntricos el taller metálico tuvo que desarrollar un software específico para este propósito [6] (Figura 16).

3.6. Uniones bulonadas

Se definen disposiciones sistemáticas de estas uniones entre la estructura portante de fachada y las plan-

adequately cut (see Paragraph 5.4.2), to merge with the vertical ones at the joints. The geometric attachment has managed to keep the separation between axis of both families of a layer at a variable distance, never null, between a minimum of 25 mm and a maximum of 170 mm, being the average distance between axis, 120 mm (Figure 14).

For average and lower values of the separation between layers, the cut outline of the tube is welded at workshop with fillet welds of 0.7 t of the tube with lower thickness. This weld provides sufficient capacity to withstand the stresses at the connection.

However, in the cases where the separation between axes is maximum, the intersection outline between the tubes is insufficient, requiring a deeper intersection of the horizontal tube, up to a minimum of 60 mm. In these cases, a supplementary plate is inserted between both tubes, with a thickness which makes up for the difference between the theoretical value and the minimum 60 mm required. This auxiliary plate is cylindrical, with its single curvature along the appropriate direction of the horizontal tube, to which it is fillet-welded with 0.7 t_p .

This connection required a precise analysis of its behaviour, through a FEM analysis (Figure 15) which determined, for different sets of separation between axis and tube diameters and thicknesses, the combination of stresses that the connection was able to withstand intersection.

Regarding its fabrication at workshop, there exists several commercial software which automatically define the cut outline between tubes which intersect. These programs are directly connected to the cutting machines. However, the cuts these programs are able to make require the intersection to be concentric. In order to be able to carry out automatic off-axis cuts, the steel workshop had to develop a specific new software for this purpose [6] (Figure 16).

3.6. Pin-bolt connections

Systematic arrangements of pin bearings are defined between the structural facades and the floors in order to assure that the transfer of the loads of the former onto the latter happens in the most favourable conditions for all the elements. The pin bolts are inserted between triangular gussets which are centered with the facade vertical tubes on one side, and to the edge beams on the other (Figure 17).

3.7. Edge beams

Edge beams are used to delimit the floors and roofs. These edge beams are generally C channels, where no torsional stiffness is required (Figure 17), or box sections where the loads are greater, such as at the main roofs.

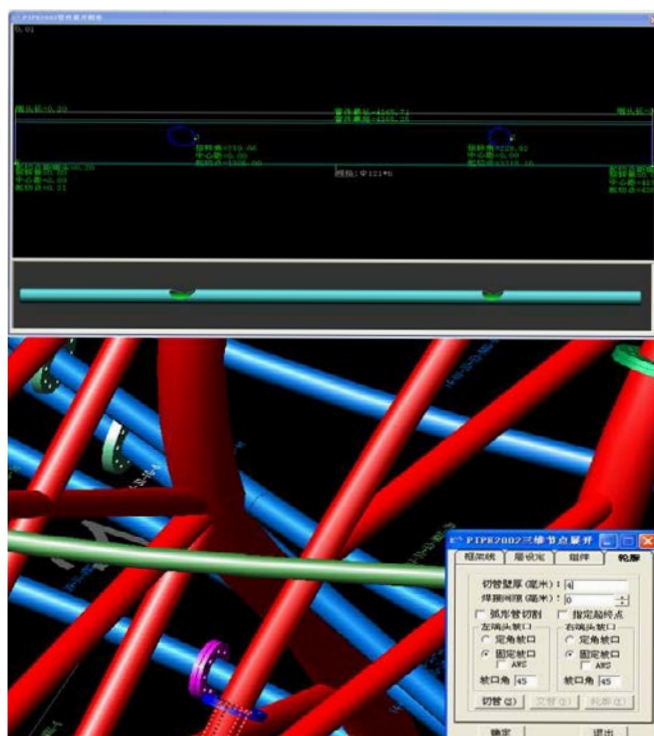


Figura 16. Interfaz del software desarrollado para el corte en intersección excéntrica de barras curvas

Figure 16. Interface of the software developed for automatic cut of curved tubes



Figura 17. Unión bulonada en construcción, conectando viga de borde con tubo de fachada mediante orejetas
Figure 17. Pin-bolt connection under construction, connecting the floor edge beam to the facade tube through ear-plates

tas, para garantizar la transferencia de las reacciones de éstas sobre aquéllas en las condiciones más favorables para todos los elementos. Los bulones se insertan entre orejetas, única en los tubos verticales, centrada en su eje y contenida en su mismo plano vertical, y doble en las vigas de borde, entre las cuales se sitúa la anterior (Figura 17).

3.7. Vigas de borde

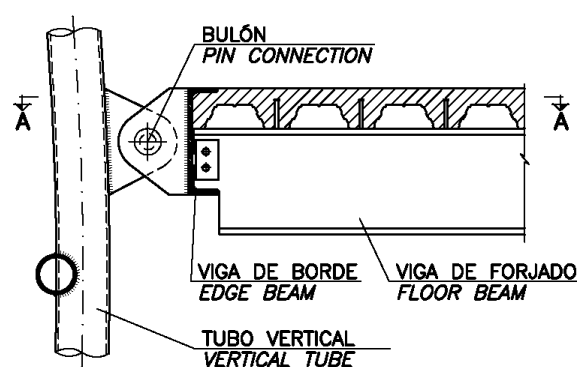
Las vigas de borde delimitan los contornos de los forjados y cubiertas. Generalmente son secciones abiertas en U, cuando no se requiere rigidez torsional (Figura 17), o piezas en cajón rectangular cuando las solicitaciones son mayores (en el caso de algunas de las cubiertas mayores).

Por el interior de estas vigas de borde acomete la estructura del emparillado de vigas de los forjados, mientras que por el exterior se conecta a los tubos de fachada con las referidas uniones articuladas mediante bulones (Figura 18).

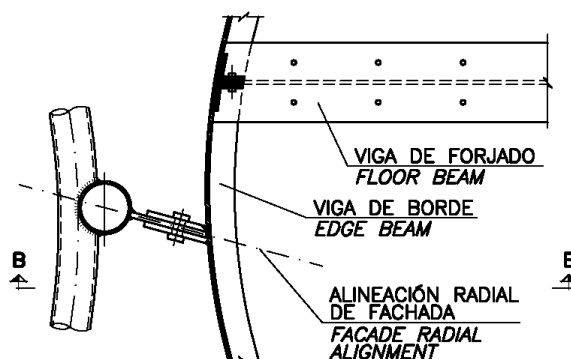
3.8. Vigas triangulares

Por motivos arquitectónicos, que requerían en algunas posiciones tener vigas muy esbeltas y visualmente atractivas, en especial en los lucernarios y en una zona de dobles alturas, se emplearon vigas triangulares (Figura 19).

Estas vigas conectan la estructura de cubierta (y una planta intermedia a modo de mezzanina) con los



SECCION B-B (ALZADO)
CROSS-SECTION B-B (ELEVATION)



SECCION A-A (PLANTA)
CROSS-SECTION A-A (PLAN VIEW)

Figura 18. Croquis de unión de estructura interior con tubos de fachada

Figure 18. Sketch of the connection between the inside structure and the facade tubes



Figura 19. Viga triangular en construcción en taller (tumbada)
Figure 19. Triangular beam under manufacture at the workshop (turned)



Figura 20. Detalle de la cubierta de la Sala Expositiva 2. Las vigas triangulares se unen por medio de bulones a la fachada, rigidizada por paneles en esa zona

Figure 20. Detail of the roof of Exhibition Room 2, where the triangular beams are connected through pin-bolts to the facade, reinforced in this area with plates

tubos verticales de la fachada estructural sobre la que se apoyan por medio de unas uniones articuladas (Figura 20).

Se formalizan mediante dos chapas laterales inclinadas y una horizontal superior, más un redondo longitudinal inferior, que garantiza un remate afinado y una visión cenital de gran calidad (Figura 21).

3.9. Escaleras curvas

Uno de los elementos más llamativos dentro del Pabellón es la escalera curva en voladizo en la zona de oficinas (Figura 22 y Figura 23). Esta escalera, de dos tramos entre cada una de las dos plantas a las que da acceso desde la planta baja, tiene dos descansillos en semicírculo volados. Sin apoyos intermedios, se resuelve por medio de vigas cajón curvas metálicas, de sección rectangular 400x150 mm y espesores entre 20 mm y 25 mm. Los importantes tiros y empujes son



Figura 21. Vista desde la que se puede apreciar la esbeltez de las vigas triangulares

Figure 21. View where the slenderness of the triangular beams may be grasped

The grillage of beams of the floors is connected to the inside of these edge-beams, while from the outside they are connected to the facade tubes through the previously mentioned pin-bolted connection (Figure 18).

3.8. Triangular beams

Due to architectural reasons, which required at certain places slender and visually attractive beams, especially at the skylights and mezzanines, triangular beams were employed (Figure 19).

These beams connect the roof structure (and an intermediate mezzanine floor) with the vertical tubes of the structural facade through pin-bolted connections (Figure 20).

They are carried out by means of lateral inclined steel plates and a top horizontal one, plus a lower longitudinal rod that assures a tuned finishing and an overhead view of great quality (Figure 21).

3.9. Curved stairs

One of the most remarking elements inside the Pavilion is the curved cantilever stairs at the offices area (Figure 22 and Figure 23). These stairs, of two flights between the two floors to which they allow access from the ground floor, have two landings of semi-circular shape. Without intermediate supports, it is solved through curved steel box-beams, with a cross-section of 400x150 mm and thicknesses between 20 mm and 25 mm. The considerable tension and compression forces transmitted through the floors (at these areas, full slabs) to the elevator cores, where one of the global bracing systems is located.

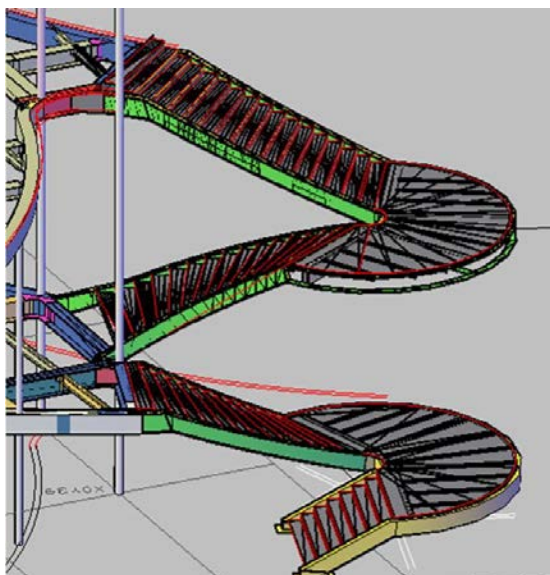


Figura 22. Modelo de la escalera curva volada
Figure 22. Model of the cantilever curved stairs

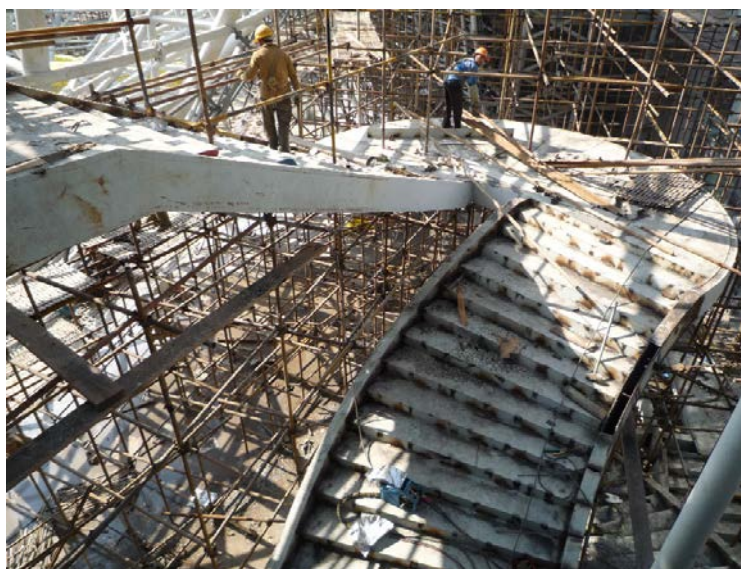


Figura 23. Escalera curva volada en construcción
Figure 23. Cantilever curved stairs under construction

transmitidos a través de los forjados de planta (en estas zonas, macizos) hasta los núcleos de ascensores donde se sitúa uno de los conjuntos de celosías de arriostramiento global.

4. PARTICULARIDADES DE CÁLCULO

4.1. Viento

Debido a la particular geometría libre que presenta el edificio, las cargas de viento no pueden ser determinadas siguiendo las indicaciones de las normativas. Con el fin de concretar estas acciones se llevaron a cabo estudios particulares de dinámica de fluidos por la Universidad de Tongji [8].

Partiendo del modelo tridimensional de arquitectura se modelizó el campo de flujo y se generó el modelo de CFD (Computational Fluid Dynamics) (Figura 24). Algunos detalles secundarios de las cubiertas fueron omitidos para simplificar el modelo. Las dimensiones del campo de flujo, de 2.400m x 1.800m x 200m, eran lo suficientemente grandes como para evitar efectos de compresión localizada, estando ubicado el edificio a un tercio de la dimensión del campo. La malla estaba compuesta por 400.000 elementos volumétricos, hexaédricos regulares en el contorno exterior, y más compactos y mixtos en las zonas cercanas al edificio.

De esta manera pudo estudiarse la presión del flujo y la distribución de velocidades, determinando los coeficientes de presión bajo distintas direcciones del viento (Figura 25).

Una vez determinados los coeficientes de presión a considerar, se introdujeron en el modelo de cálculo

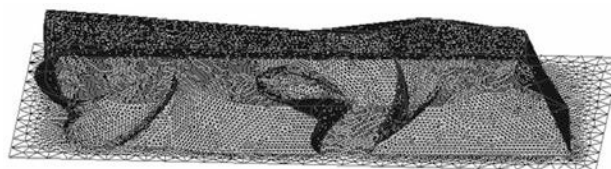


Figura 24. Modelo CFD para estudio de viento. Parte de la malla
Figure 24. CFD building grid model. Part of the mesh

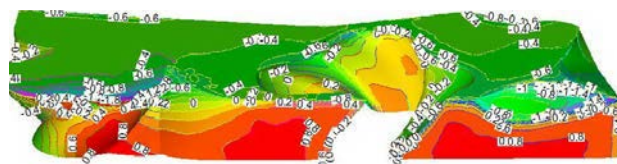


Figura 25. Coeficientes de presión sobre la fachada, viento de sentido Sur-Norte
Figure 25. Building surface wind pressure coefficient, wind coming from South to North

4. SPECIFIC ANALYTICAL FEATURES

4.1. Wind

Due to the particular free form of the building, the wind loads can not be directly determined following code specifications. In order to determine these loads, computational fluid dynamics analyses were carried out by Tongji University [8].

The flow field model for the CFD (Computational Fluid Dynamics) analysis was created based on the three dimensional model provided by the Architecture team (Figure 24). Some trivial details on the top of the building were omitted during the modelling procedure. The flow field dimension should be large enough to avoid the local compression effect. The whole flow field model is set as 2400mx1800mx200m

las cargas equivalentes de viento para diversas direcciones con sus coeficientes de simultaneidad correspondientes para todas las situaciones de dimensionado pertinentes.

4.2. Sismo

Shanghái tiene una sismicidad relativamente baja, dentro de la variación extrema que se da en el país, con una aceleración sísmica básica del suelo de $0,1g$. El terreno sobre el que se asienta el edificio es una arcilla blanda con un período característico de tan sólo $0,9$ s. La acción de sismo frecuente considerada en estado límite último supone una probabilidad de ser superada del $63,2\%$ en 50 años. El período de servicio del pabellón era de 1 año, durante el cual la probabilidad de que ocurra un terremoto mayor al frecuente es de tan sólo un 2% . Aún así, debido a la afluencia masiva prevista y el gran impacto social de un posible terremoto, y al posible caso de uso futuro previsto del edificio en otra ubicación, se adoptó un período de servicio de 50 años para el diseño sísmico [8].

Se sometió al modelo a un análisis espectral según el espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales según las direcciones X e Y.

Los períodos obtenidos para los tres primeros modos fueron: $1,00$ s, $0,86$ s y $0,67$ s, correspondientes a formas modales según la dirección Y (transversal), X (longitudinal) y torsional.

Debido a las discontinuidades y disposición irregular de los forjados de las plantas, se supuso la hipótesis de diafragmas separados en el cálculo deformativo. En aquellas plantas con losas encima y debajo se determinó el desplome relativo, así como el desplome total como medida de la deformación lateral.

Del cálculo espectral se obtuvieron unos valores máximos de desplome de $h/356$ para el global, y de $h/875$ para el desplome relativo entre plantas. Ambos valores se encuentran dentro de los límites de la normativa: $h/300$.

También se llevó a cabo la comprobación de las barras en las diferentes combinaciones, incluyendo el sismo, quedando la gran mayoría de las mismas con un factor de seguridad por debajo de $0,8$.

Es habitual en edificios con formas complejas el realizar un cálculo dinámico explícito, estudiando la respuesta del edificio a un determinado terremoto [8]. Se estudiaron tres terremotos: el de Tianjin, el de Loma Prieta (similares ambos en el tipo de terreno) y uno artificial (Figura 26 y Figura 27). En los tres casos los movimientos obtenidos del cálculo explícito fueron menores a los obtenidos del cálculo modal-espectral.

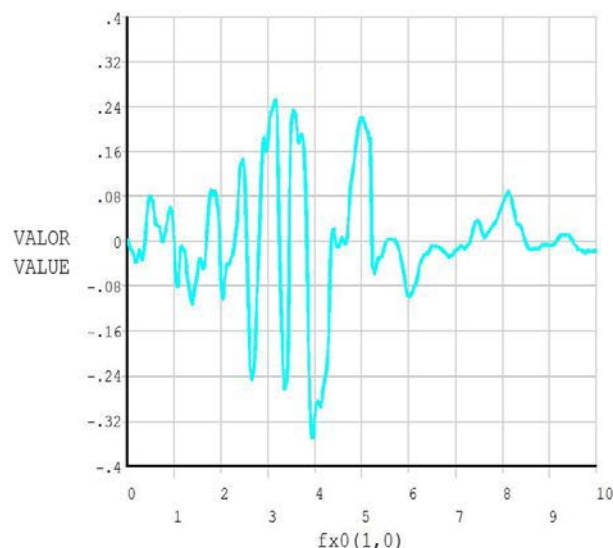


Figura 26. Función time history del terremoto de Loma Prieta
Figure 26. Time history of the Loma Prieta ground motion

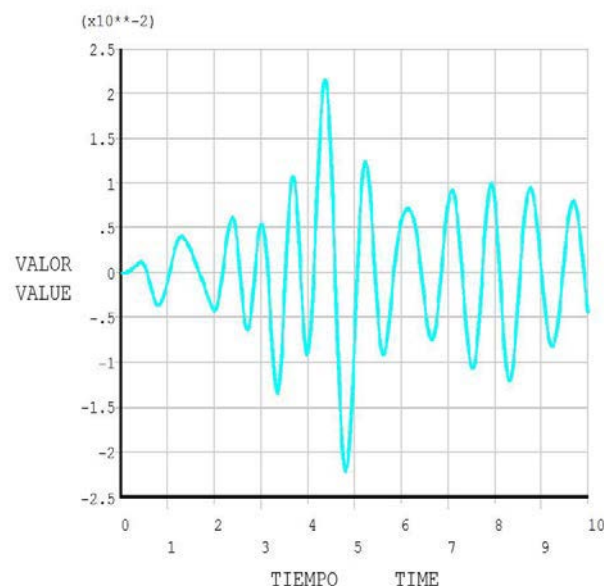


Figura 27. Desplazamiento de dirección X (longitudinal) en cubierta bajo el terremoto de Loma Prieta
Figure 27. Time history of the building roof in X direction, under Loma Prieta earthquake ground motion

and the pavilion is located in the $1/3$ part of the flow field. Regularly arranged hexahedral grid is applied for the outer layers of the flow field, while compact mixed grid is applied for those areas close to the building. The final flow field model is composed of about 400,000 volume elements.

This way the flow pressure and velocity distribution were analysed, determining the wind pressure coefficients under different wind directions (Figure 25).

Once these pressure coefficients were set, they were introduced into the analytical model as equivalent forces for the different wind directions hypothesis, with their corresponding simultaneity coefficient under all the dimensioning load combinations to be taken into account.

5. DEL DISEÑO AL TALLER

5.1. Concepción

La necesidad de alcanzar un sistema adecuado a la forma libre del edificio concebida por la arquitectura requirió un intenso diálogo entre Arquitectura y Estructura, desde los inicios de la concepción del edificio en la fase de concurso.

En este diálogo, se operó con las principales variables que configuran el edificio, tratando de encontrar el sistema que mejor se adaptase a la forma libre del mismo, buscando la mayor coherencia estructural posible. La doble curvatura de las superficies de fachada fue tanto el reto como la solución a su estructura, ya que tales sistemas ofrecen un comportamiento deformativo-resistente extraordinariamente eficaz [9].

En el diseño arquitectónico y en el estructural los programas informáticos, tanto comerciales como de desarrollo propio, jugaron un papel fundamental. La forma definida por Arquitectura mediante superficies NURBS ("non-uniform rational B-Splines": B-splines racionales no uniformes) fue cortada por planos verticales y horizontales para definir los ejes de las mallas ortogonales de los tubos de fachada. Las curvaturas variables de estos ejes fueron adaptadas para limitarlas a un número pequeño, y simplificar la ejecución en taller. Del sistema 3D así tratado se generó el modelo estructural, sobre el cual fueron ajustadas en un proceso de tipo iterativo las dimensiones, resistencias y la propia forma. Para ello fue desarrollado un software específico que permitiera:

- Una rápida importación de los modelos CAD de Arquitectura
- Un análisis por elementos finitos no lineales
- Un post-proceso automático de los resultados

Este software permitió alcanzar una configuración optimizada que satisfacía tanto los requerimientos arquitectónicos como los estructurales y que, adicionalmente, fue luego empleado por el taller metálico para la construcción de todos los elementos, y lograr la gran precisión geométrica necesaria en su definición.

Partiendo del modelo así generado se definieron también los modelos del muro cortina y de disposición de los paneles de mimbre.

De este modo, un mismo modelo geométrico sirvió como medio de comunicación entre el diseño arquitectónico y de fachada, el diseño y análisis estructural, y la construcción en taller [10].

5.2. Constructibilidad

Inherente al diseño de cualquier estructura está la idea de que ésta ha de ser construible, tanto técnica como económicamente. En formas libres como la del

4.2. Earthquake

Shanghai is a relatively low seismic area, considering the extreme variation over the country, with a basic ground acceleration of 0.1g. The project site has very soft soil and the characteristic period of the ground is only 0.9 s. The frequent earthquake action to be considered in the strength design has a probability of exceedance of 63.2% in 50 years. The service period for the Exposition is about 1 year, during which the probability of the occurrence of the frequent earthquake is only 2%. Due to the predicted crowded visitors and the serious social impact under potential earthquakes, a service lifetime of 50 years was employed in the seismic design [8].

A spectral analysis was carried out on the model, following the normalized elastic response spectrum on the ground surface, for horizontal accelerations along X and Y directions.

The periods for the first three building modes are 1.00s, 0.86s and 0.67. The corresponding modal shapes are Y direction translational, X direction translational and torsional.

Due to the discontinuous and irregular arrangement of the floor slabs, separated diaphragm assumption was applied for the deformation analysis. For those floor slabs with upper and lower adjacent floor slabs, the relative story drift ratio was used to assess the lateral deformation.

According to the response spectrum analysis results, the calculated maximum global story drift ratio is 1/356, and the maximum relative story drift ratio is 1/875 under frequent earthquake. Both drift ratios are within the code story drift ratio of 1/300.

The stress ratios for all the structural members under the load combination with earthquake case included were also calculated using response spectrum analysis method. The stress ratios of most structural members were below 0.8.

Time history analysis method is commonly applied to assess the seismic performance for very complicated building structures [8]. Three earthquakes were studied: Tianjin, Loma Prieta (both with a similar ground type) and an artificial one (Figure 26 and Figure 27). It was found that the displacements calculated from time history analysis for all the three ground motions are smaller than those obtained by response spectrum analysis method.

5. FROM THE DESIGN TO THE WORKSHOP

5.1. Conception

The need to reach an adequate structural system that gave support to the free form of the building conceived by the architect required an intense dialog between Architecture and Engineering right from the early stages of the design.

In this dialog, the main variables which configure the building were considered, trying to find the structural system which best merged into the form and into an archetypal structural system, resulting in a coherent structure. The double curvature of the enveloping facade was both a chal-

Pabellón de España, la constructibilidad jugaba un papel fundamental en su diseño. Podría decirse que las formas *libres* son *prisioneras* del proceso constructivo, que condiciona su diseño y cuyas pautas han de necesariamente obedecer [11].

Todos los pasos de la construcción, en nada convencional, tuvieron que ser cuidadosamente anticipados para identificar los aspectos fundamentales que pudieran afectar al diseño.

Estas disposiciones estructurales en el diseño del proyecto fueron posteriormente discutidas con la empresa constructora y el taller, que aportaron importantes optimizaciones y mejoras que facilitaban tanto la fabricación en taller como el montaje en obra [12].

5.3. Modelos

Partiendo del modelo geométrico tridimensional de arquitectura (Figura 28), y siguiendo el procedimiento explicado en el apartado 5.1 se generó el modelo estructural, que fue manipulado y optimizado a través de herramientas informáticas de análisis tanto comerciales como desarrolladas específicamente (Figura 29).

El modelo así definido por los equipos de arquitectura y estructura fue posteriormente empleado por el constructor para definir el modelo de construcción 3D, que integraba todos los detalles de construcción metálica y a partir del cual se generaron los planos de taller (Figura 30).

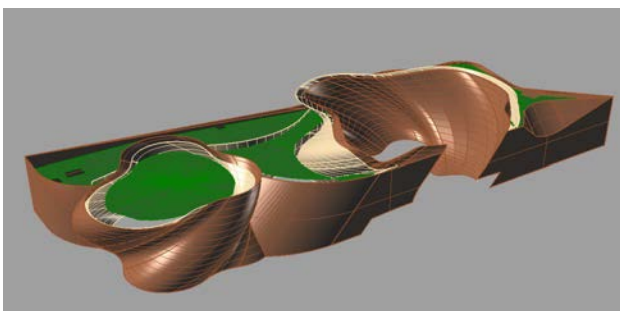


Figura 28. Modelo de geometría NURBS (arquitectura)
Figure 28. NURBS geometry model (architecture)

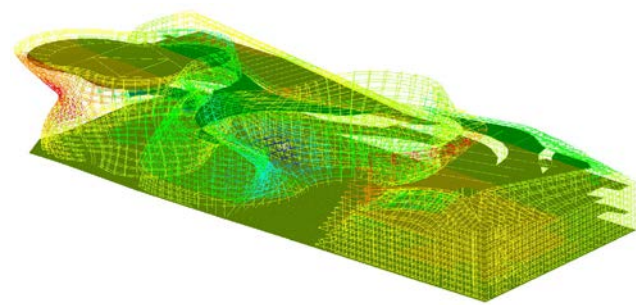


Figura 29. Modelo global de estructura de elementos finitos.
Deformación vertical bajo cargas permanentes
Figure 29. Global Finite Element Method Model. Vertical deformation under permanent load

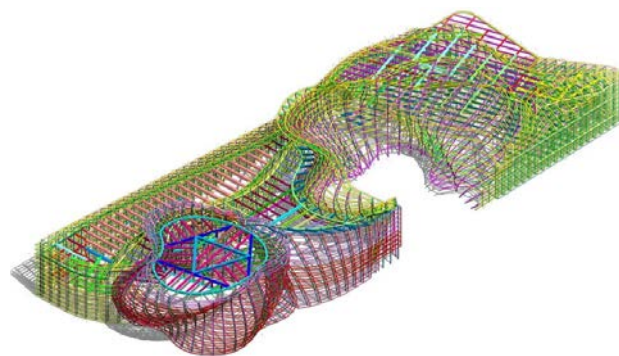


Figura 30. Modelo de construcción, con todos los detalles constructivos

Figure 30. Construction model, with all construction details

lenge and the solution to the structural system, as these shapes, when adequately configured, behave in an optimal structural way [9].

In the architectural and structural design, the role played by computer software, both commercial and specifically developed for this project, was essential. The form was first devised as geometric NURBS (“non-uniform rational B-splines”) surfaces by the Architecture team. After manipulating the form, the surfaces were cut by vertical and horizontal planes which resulted in curves that defined the axes of the corresponding structural tubes. The variable curvatures of these axes were then transformed into stretches of single-curvature tubes, thus easing the steel workshop manufacture. From the 3D geometric model thus generated by Architecture, the structural model was generated, manipulated and analyzed, giving feedback to Architecture in an iterative process where the sizes, strengths and geometry of the different elements were adjusted. For this purpose, specifically developed structural analysis software was used, enabling:

- A fast importing of the geometry from the CAD model
- Finite Element Method (FEM) non-linear analysis (ANSYS software)
- Automatic post-processing of the results

This software allowed a versatile procedure to reach an optimized solution that both satisfied the structural and architectural requirements. The geometrical model was later used as well by the steel workshop in the construction of all the members, which required a precise geometrical definition.

From this same model, the geometric definition of the curtain wall and the wicker panels were created.

Thus, a unique geometric model served as the communication language between architectural and facade design, structural design & analysis, and workshop construction. [10].

5.2. Constructibility

Inherent to the design of any structure is the idea that it must be able to be built, both technically and economical-



Figura 31. Curvado de tubos
Figure 31. Tube curving



Figura 32. Comparación de tubo curvado con una plantilla de madera
Figure 32. Curved tubes being checked against a wood template

Este procedimiento garantizaba que la geometría de los diferentes elementos estructurales se correspondía con la geometría variable definida en el proyecto de arquitectura. La visualización del conjunto en un modelo tridimensional también permitió detectar interferencias geométricas complicadas y resolver detalles especiales.

La manipulación minuciosa del modelo de construcción permitió la generación precisa de los planos de taller, a partir de los cuales se ejecutó la estructura metálica en el taller.

5.4. Fabricación en taller

No sólo la definición geométrica y el análisis de la estructura fueron complicados; la fabricación en taller, con el gran número de tubos a curvar, cortar y soldar según las uniones excéntricas, supuso un gran desafío.

Además de estas dificultades técnicas, se añadían los problemas de un plazo muy apretado, con la fecha de entrega final inamovible de la inauguración de la Expo.

5.4.1. Curvado de tubos

Para el curvado de tubos se emplearon curvadoras de control numérico (Figura 31), y la curvatura se iba comparando con plantillas de madera (Figura 32). Si bien la idea inicial era ir ensamblando tramos de curvatura diferentes, al cabo de unas semanas el taller fue

ly. With free forms as is the case of the Spanish Pavilion, the buildability played a fundamental role in the design. It may be said that free forms are in a certain way prisoners of the manufacture and construction process, which constrain the design, and whose rules they must ultimately obey [11].

Every step of the unconventional construction had to be carefully thought, trying to identify the key items which could affect the design itself.

These structural dispositions were later thoroughly discussed with the manufacturer, who provided specific building procedures and optimizations of the structure, which both eased the manufacture and structural behaviour of the building [12].

5.3. Models

From the 3D geometrical model generated by Architecture (Figure 28), following the process explained in Paragraph 5.1 the structural model was generated, manipulated and optimized through both commercial software and a series of specifically developed structural analysis software (Figure 29).

The model thus defined by the architectural and structural design teams was later employed by the manufacturer, who integrated into a single model all the steel construction details, and from which all the workshop drawings were generated (Figure 30).

This procedure guaranteed that all the different structural elements to be manufactured matched the variable geometry defined in the project. It also simplified and made possible the visualization and solving of the special areas and details.

A thorough and detailed work on this construction model allowed a precise generation of all the shop drawings, from which all the structural elements were manufactured at the workshop.

5.4. Workshop manufacture

Not only the geometrical definition and analysis of the structure of the pavilion was complex; the manufacture of the structure, with a great number of curved tubes, cuts and welding, together with an unusual off-axis connection between tubes, was a great challenge.

Together with this, there was a tight schedule with the pressing unmovable deadline of the Expo's inauguration.

5.4.1. Curving of tubes

Numerically Controlled bending machines were employed to curve the tubes (Figure 31), while the curvature was checked

capaz de realizar tramos con cambios de curvatura, realizando ajustes en la posición de los mandriles y sin desviarse significativamente de la geometría de proyecto. Estos tramos de dos o incluso tres curvaturas diferentes se soldaban en prolongación de otros tramos así curvados –o rectos–, pudiendo generarse un único meridiano vertical con muy pocas uniones soldadas.

5.4.2. Corte-curvado-corte de tubos

Tras probar diversos procedimientos para la realización de la unión excéntrica de tubos curvos, descrita en el apartado 3.5, se optó por el siguiente proceso.

Primero se realizaban unos cortes parciales en el tubo recto, previos al curvado, por medio de una máquina de corte de plasma de seis grados de libertad, por control numérico (Figura 33).

A continuación, se curvaba el tubo con las incisiones practicadas (Figura 31 y Figura 32), y una vez que el tubo presentaba la curvatura requerida se terminaba el corte con soplete (Figura 34). Este procedimiento permitía aprovechar las máquinas automáticas de corte (que sólo pueden realizar cortes sobre tubos rectos) y permitir el curvado de los tubos en las zonas con cortes requeridos para la intersección excéntrica, sin deformar el tubo.

5.4.3. Premontaje en taller

Los meridianos verticales, tanto principales como secundarios, se iban curvando según se ha expuesto en el apartado 5.4.1. Una vez estaban finalizados el



Figura 33. Corte parcial automático sobre el tubo recto
Figure 33. Automatic partial cut on straight tube



Figura 34. Corte completado con soplete sobre el tubo curvo
Figure 34. Intersection cut finished by hand after curving

against wood templates (Figure 32). Although the initial idea was to join stretches of single curvature tubes, after a few weeks the workshop was able to manufacture stretches of variable curvature, carrying out small adjustments in the position of the curving wheels without significant deviations from the geometry defined in the project. These stretches of two or even three different curvatures were then welded together against other curved –or straight– stretches, being able to manufacture a meridian with very few welded connections.

5.4.2. Cutting-curving-cutting of tubes

After trying out several procedures for the manufacture of the off-axis intersection of curved tubes, described in Paragraph 3.5, the following procedure was devised.

First, a partial cut was carried out on the straight tube, before bending, with a six-degrees-of-freedom numerically controlled Plasma Cutter (Figure 33).

Next, the straight tube with the partial cut was curved in the bending machines (Figure 31 and Figure 32), and once the desired curvature was obtained, the cut was finished by hand (Figure 34). This procedure allowed the use of automatic cutting machines (which can only perform cuts in straight tubes) and proceed with the curving of tubes at the areas with the cuts required for the off-axis intersection, without deforming the tube.

5.4.3. Assembly on workshop

The vertical meridians, both main and secondary, were curved as explained in Paragraph 5.4.1. Once a main meridian and its corresponding secondary meridian (parallel to this, generally at 0.80 m) were finished, they were placed on top of auxiliary tables. Previously, on the floor, the theoretical geometry of each meridian was drawn with chalk, and their geometry was adjusted by warming through local flame, checking against the drawn pattern on the floor by means of plumbs.

Next, the hangers and eventual intradiagonals were placed in position and welded (Figure 35). These plane subsystems formed by two meridians, hangers and intradiagonals were then prepared to be welded to other subsystems through horizontal bars (parallels). This assembly could take place either at the workshop, forming modules of two pairs of meridians, or at site.

6. ON-SITE CONSTRUCTION

The construction process of the pavilion, although of great technical complexity due to the highly irregular geometry and unusual systems employed, is relatively simple.

First, the slab and raft foundations were carried out, with a previous partial replacement and pre-loading of the soil for three months.

meridiano principal y su correspondiente meridiano secundario (paralelo a éste, generalmente a 0,80 m), se colocaban sobre unas camas de montaje. En el suelo previamente se había replanteado con tiza la forma curva de cada meridiano, y la curvatura de éstos se iba ajustando a la teórica con calentamientos localizados hasta ajustarse a la figura dibujada en el suelo, con la que se comparaba por medio de plomadas.

A continuación se colocaban y soldaban las perchas y eventuales intradiagonales (Figura 35). Estos conjuntos planos de dos meridianos, perchas e intradiagonales quedaban preparados para ser unidos a otros conjuntos a través de las barras horizontales (paralelos), unión que se realizaba bien en taller, formalizando módulos de dos parejas de meridianos, o en obra.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo, aunque de gran complejidad técnica debido a la irregularidad de la geometría, fue relativamente sencillo.

En primer lugar se ejecutó la losa de cimentación y soleira, con la retirada previa y reemplazo de los rellenos antrópicos superficiales, y un período de tres meses de aplicación de la precarga.

A la vez que se estaban llevando a cabo estos trabajos de mejora del terreno y cimentación se comenzaron a ejecutar en el taller metálico los trabajos de corte, curvado y soldadura de los tubos de las fachadas estructurales, así como el ensamblaje de los diferentes módulos de la fachada, para su posterior transporte a la obra.

Una vez en obra se procedió a la unión de unos módulos con otros, mediante atornillado de las bridas descritas. Sin embargo, una vez comenzado tal ensamblaje el contratista prefirió adaptar sobre la marcha el sistema previsto por otro en el que los tubos de un módulo se unían mediante soldadura a su brida consiguiente en obra, estando ésta ya vinculada a su pareja. De esta manera se utilizaban al máximo las condiciones favorables locales y se mejoraba la rapidez y cualidad de la geometría con las tolerancias adecuadas, manteniéndose la facilidad de desmontaje y reensamblado futuro previsto (Figura 36).

A medida que la disposición de los módulos de fachada alcanzaban los niveles de los forjados, se iban ejecutando los emparrillados de los forjados y se conectaban con la fachada estructural, de manera que el sistema se iba cerrando por niveles y podía continuar el ensamblaje de los módulos superiores de fachada estructural en altura. Una vez realizada la conexión con la fachada se procedía al hormigonado de los forjados.

Las cubiertas de las salas de exposición, que no tienen soportes interiores, fueron ejecutadas mediante apeos provisionales que sustentaban las grandes celosías principales de las mismas. Estos apeos fueron retirados una vez que la totalidad de la estructura metálica de cubierta fue ejecutada y adecuadamente conec-



Figura 35. Celosía vertical en construcción
Figure 35. Vertical curved truss system under construction



Figura 36. Montaje de la Sala Expositiva 2
Figure 36. Exhibition Room 2 under construction

At the same time as the preloading of the soil and foundation works were taking place, at the steel workshop the curving and welding of the tubes was being carried out, assembling the different modules of the structure, which were later transported to the site.

Once on site, the modules were connected one to another through the bolted cleat connections. However, once the assembly works were started, the contractor changed along the process the planned procedure, welding on site the tubes against the bolted cleats, which came already joined to its corresponding cleat of the following module. This way, the local procedures were exploited and the speed and quality of the works improved, with adequate tolerances, and keeping the ease of the future disassembly and re-assembly of the structure (Figure 36).

Once each level of floors was reached by the assembly of the structural facades, the floor grillage was placed and connected to them, so that once the system was finished at one level the works could continue with the one on top, continuing with the assembly of the rising structural facade. Once all the connections to the structural facade were carried out, the concrete of the floors was casted.

The roofs of the exhibition rooms, with no inner columns, had to be carried out on temporary scaffolding bearing the roof trusses. These temporary props were removed once the



Figura 37. Vista general del pabellón en construcción, tomada desde el Puente Lupu
Figure 37. General view of the pavilion under construction, taken from the Lupu Bridge

tada a la fachada estructural, garantizando un comportamiento conjunto, capaz de hacer frente a las acciones de peso propio y de construcción (Figura 37).

Desde el momento en que se comenzó la losa de cimentación hasta que se completó el edificio, transcurrieron únicamente 12 meses, un plazo realmente muy estricto, teniendo en cuenta la complejidad de la estructura [4].

7. CONCLUSIÓN

El Pabellón de España presenta varias singularidades, tanto en la manera de abordar el problema estructural de una forma libre, como en determinados detalles estructurales: la racionalización de una doble curvatura en elementos de curvatura sencilla, la asimilación de una curvatura variable por un número pequeño de curvaturas fijas, uniones excéntricas de tubos...

La búsqueda de la estructura que resuelva una forma libre requiere un planteamiento abierto a la hora de abordar su diseño, para tratar de encontrar la tipología estructural más conveniente que mejor se adapte a dicha forma, haciendo el máximo uso de la misma. Esta manera de abordar la estructura requiere un conocimiento profundo del comportamiento estructural inherente a la forma, un proceso que el empleo y desarrollo de herramientas informáticas flexibles facilita.

El Pabellón de España contiene una estructura innovadora, con diversas particularidades técnicas que requirieron un diseño que tuviese muy en cuenta su proceso constructivo, así como el desarrollo de nuevos procedimientos en taller para el curvado, corte y soldadura de los tubos que configuran su estructura.

La fecha inamovible de la inauguración de la Expo impuso un apretado calendario tanto en la fabricación en taller como en la construcción en obra, pero que no fue obstáculo para finalizar con éxito la construcción del pabellón.

whole roof structure was completed and adequately connected to the structural facade, as it required the work as a whole to be able to withstand its self weight and construction loads (Figure 37).

From the moment the foundation works started until the building structure was finished, just 12 months passed, a really strict time, taking into account the complexity of the structure [4].

7. CONCLUSION

The Spanish Pavilion presents several singularities, both in the way to approach the structural problem of a free form, as in certain structural details: the rationalization of a double curvature into elements of single curvature, the approximation of a variable curvature with a small number of single curvature stretches, off-axis connections...

The search of a structure that solves a free form requires an open-minded approach in order to establish the most suitable archetypal structural system which best merges into its geometry, making use of its own form. This approach is only possible through a deep understanding of the inherent structural behaviour a shape may give rise to, a process greatly aided through the use of flexible computer software.

The Spanish Pavilion is an innovative structure with a very challenging manufacture and construction, having required a design which inherently took into account its construction process, as well as devising at the workshop new original procedures in the curving, cutting and welding of the tubes which make up the structure of the pavilion.

The unavoidable deadline of the inauguration of the Expo pressed a tight schedule both in manufacture at the workshop and construction on site, which nevertheless resulted in an outstanding building carried out on time and with excellent quality.

REFERENCIAS/REFERENCES

- [1] Expo Shanghai 2010. [Disponible en: <http://www.expo2010.cn/expo/expoenglish/oe/es/index.html>]
- [2] TAGLIABUE, B. Pabellón de España, Exposición Universal de Shanghai 2010. Valencia: Editorial Pencil, 2010. 208 p. ISBN: 978-84-938167-0-4.
- [3] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C. "Diseño de la estructura del Pabellón de España para la Expo 2010 en Shanghai". V Congreso de ACHE: Congreso Internacional de Estructuras, Barcelona, del 25 al 27 de octubre de 2011: comunicaciones. Madrid: Asociación Científica del Hormigón Estructural (ACHE), 2011. ISBN: 978-84-89670-73-0.
- [4] KOSCHEL, I.; MARTÍNEZ CALZÓN, J.; CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C. "Pabellón de España para Expo Shanghai 2010: Unión entre dos culturas". Cauce 2000, 2010, n° 151, p. 60 a 67.
- [5] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C. "Engineering free form: Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai". Structures and Architecture. London: CRC Press/Balkema, 2010. ISBN: 978-0-415-49249-2.
- [6] FANG, M. Y.; MARTÍNEZ CALZÓN, J.; CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C. "Manufacture and construction of the Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai". Proceedings of the 13th International Symposium on tubular structures. Hong Kong: CRC Press, 2010.
- [7] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C. "Fabricación y ejecución del Pabellón de España para la Expo 2010 en Shanghai". V Congreso de ACHE: Congreso Internacional de Estructuras, Barcelona, del 25 al 27 de octubre de 2011: comunicaciones. Madrid: Asociación Científica del Hormigón Estructural (ACHE), 2011. ISBN: 978-84-89670-73-0.
- [8] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C.; DING, J.M.; ZHAO, X. "Structural design of the Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai". Proceedings of the 13th International Symposium on tubular structures. Hong Kong: CRC Press, 2010.
- [9] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C. "On weaving architecture: structuring the Spanish Pavilion, Expo 2010, Shanghai". AD Architectural Design. (Special Issue: The New Structuralism), 2010, vol. 80, n° 4, p. 52-59.
- [10] EECKHOUT, M. Tubular Structures in Architecture. Geneva: CIDECT; TU: Delft, 2011. 224 p. ISBN: 978-94-90675-01-1.
- [11] CASTAÑÓN, C.; LADRÓN DE GUEVARA, G.; SERRANO, A.; MARTÍNEZ-CALZÓN, J. "Arquitectura-estructura actual: prisioneros de las formas libres". Jornadas Internacionales de Investigación en Construcción: Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería, 17-18 de noviembre de 2011. Madrid: CSIC, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, 2011. Libro: ISBN 84-7292-401-7 CD: ISBN 84-7293-402-4
- [12] CASTAÑÓN JIMÉNEZ, C.; MARTÍNEZ CALZÓN, J. "Behind the wicker lines: structuring the Spanish Pavilion". The Unbeatable. Contemporary Masterpieces: World Expo 2010 Shanghai. Singapore: Reveal Books, 2011. ISBN: 978-09-80612-35-6.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / LIST OF PARTICIPANTS

Propiedad / Owner:

SEEI (Sociedad Estatal para Exposiciones Internacionales)

Proyecto de Arquitectura / Architecture Design:

Miralles – Tagliabue EMBT

Proyecto de Estructura / Structural Engineering:

MC2 Estudio de Ingeniería, S.L.

Dirección de Obra / Construction Management:

Tongji Design / Tongji Supervision (entidades chinas)

Asistencia Técnica a la Dirección de Obra / Technical Assistance to Construction Management:

MC2 Estudio de Ingeniería, S.L.

Empresa Constructora / General Contractor:

INYPISA (Subcontratista chino: CCEED)

Taller metálico / Steel Workshop:

Anhui FuHuang Steel Structure Group

VI CONGRESO DE **ACHE**

Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

MADRID | 17-19 JUNIO | 2014

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid

PRESENTACIÓN

En junio de 2014 tendrá lugar el Congreso Trienal de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), uno de los más relevantes encuentros internacionales para profesionales y especialistas en el campo de las estructuras.

TEMAS DEL CONGRESO

ACHE convoca a investigadores, docentes, fabricantes de materiales y equipos, proyectistas, técnicos de administraciones públicas, constructores, organismos de control y empresas de mantenimiento a participar. Las contribuciones se clasificarán en cuatro grandes grupos, de acuerdo a su carácter:

- Investigación y desarrollo
- Innovación y transferencia tecnológica entre empresas y centros de investigación
- Proyectos y realizaciones
- Gestión de estructuras

COMUNICACIONES-FECHAS

- Límite de recepción de **resúmenes: 13 de septiembre de 2013.**
- Los autores recibirán la aceptación o propuesta de correcciones antes del **30 de Octubre de 2013.**
- Límite para la recepción de **comunicaciones completas será el 13 de diciembre de 2013.**
- Los autores recibirán la aceptación o propuesta de correcciones antes del **14 de febrero de 2014.**
- La aceptación de la versión definitiva de las comunicaciones se realizará antes del **30 de Abril de 2014.**
- **Celebración del Congreso 17-19 de Junio de 2014**



www.e-ache.com

Torre Iberdrola en Abandoibarra, Bilbao. Cimentación y estructura

Iberdrola Tower, Abandoibarra, Bilbao. Foundations and structure

María del Mar Mayo Martínez⁽¹⁾

Recibido | Received: 04-10-2012
Aceptado | Accepted: 17-01-2013

Resumen

La Torre Iberdrola forma parte de las actuaciones urbanas llevadas a cabo para la recuperación fluvial de la ribera del Nervión en el centro de Bilbao, en la antigua zona industrial de Abando-Ibarra, llamada “Campa de los Ingleses”, sumándose como nuevo hito urbano al cercano museo Guggenheim. Es una construcción de 165 metros de altura sobre rasante y 190 metros de altura total construida, que consta de 40 plantas sobre rasante y hasta 5 plantas de aparcamiento bajo rasante. En el momento de su construcción es el edificio de mayor altura en Vizcaya, superando en 65 metros a la torre del BEC, el más alto hasta su ejecución, siendo el octavo edificio de España en servicio.

Palabras clave: edificio de gran altura, pantallas con hidrofresa, anclajes bajo nivel freático, losas de subpresión, cimentación postesada, acortamientos diferenciales, losas de hormigón.

Abstract

The Iberdrola Tower is part of the urban projects developed for the Nervion riverside recovery in the city of Bilbao, and is located within the former industrial area known as “Campa de los Ingleses” in Abando-Ibarra, joining the nearby Guggenheim museum as a new landmark. It is a 165 meters above ground construction, including 40 floors above ground and up to 5 parking floors under ground, adding up to 190 meters. Upon completion, it surpassed the BEC tower height by 65 meters, becoming the tallest building in Biscay and ranking eighth in Spain.

Keywords: high rise building, diaphragm walls constructed by hydrofraise system, diaphragm anchors below the water table, water uplift slab, postensioned foundation, differential shortening, concrete slabs.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Idom Ingeniería y Consultoría, S.A. (Bilbao, España)

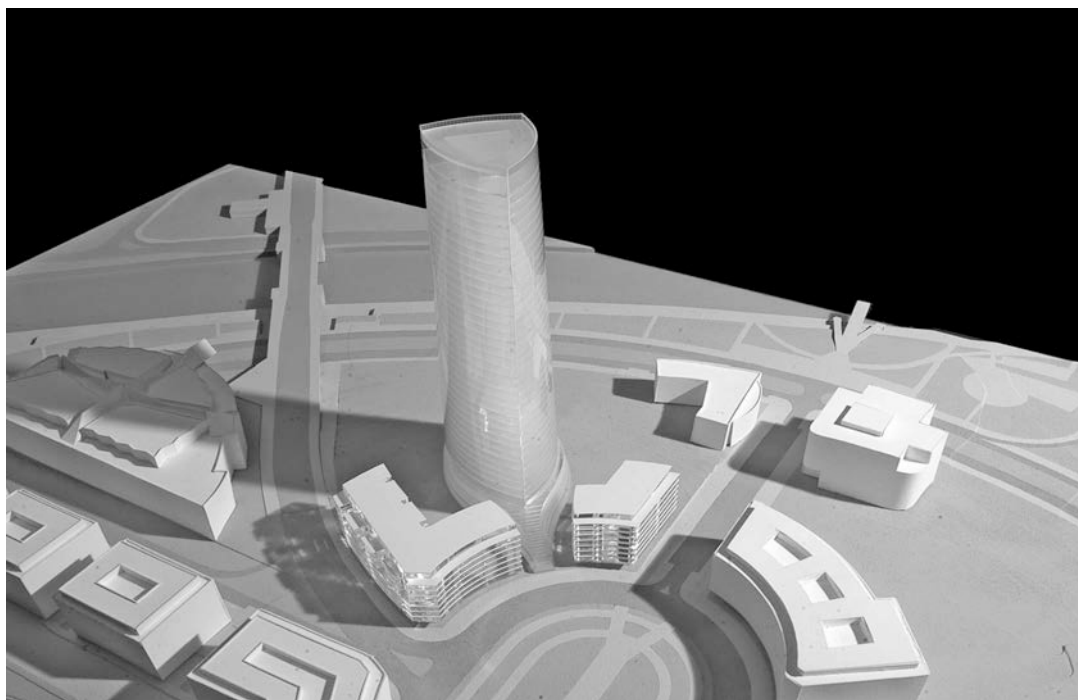


Figura 1. Maqueta de la actuación. (Fuente: Torre Iberdrola)

1. DATOS GENERALES

La torre se encontraba incluida dentro del Master Plan de Abandoibarra elaborado por el arquitecto César Pelli para la sociedad pública Bilbao Ría 2000 en 1998. El proyecto y la construcción del edificio ha sido promovido por Torre Iberdrola, AIE, que adquirió la parcela 204 del PERI de Abandoibarra. Dicha parcela está formada por otras tres de menor tamaño, 204-a, 204-b y 204-c, respectivamente. En la subparcela 204-a se ubica el edificio diseñado por Cesar Pelli y en las parcelas 204-b y 204-c dos edificios de viviendas del arquitecto Carlos Ferrater (ver figura 1).

Los tres edificios, torre y viviendas, comparten el bajo rasante de la actuación. En todos ellos Idom Ingeniería y Consultoría, recibió el encargo de desarrollar los proyectos de cimentación, estructura e instalaciones, siendo encargada así mismo de las tareas de dirección de las obras, cuyo inicio tuvo lugar en marzo de 2007.

1.1. Geometría del edificio

El cerramiento del edificio se define por la intersección de tres troncos de cilindro elípticos inclinados. Dos de los cilindros configuran las fachadas Este y Oeste de forma simétrica respecto al plano medio de la estructura, y el tercero según una línea contenida en ese plano medio. Las intersecciones de los tres cilindros confluyen en un vértice virtual situado a 1.000 metros de altura respecto del nivel de planta baja (ver figura 2).

La sección de cada uno de los cilindros con los planos horizontales que configuran los forjados es circular

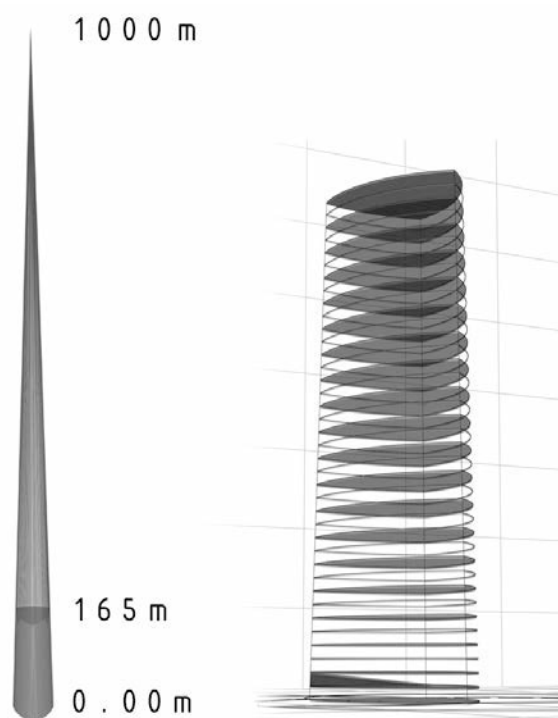


Figura 2. Generación de la geometría del edificio.

de radio constante, desplazándose de una planta a la siguiente la posición del centro de los círculos que delimitan los contornos exteriores. También se mantiene constante en todos los niveles la distancia entre el eje de los pilares hasta el borde de forjado, 0,90 m, aunque los pilares tengan secciones decrecientes en altura.

Los pilares se desplazan hacia el interior del edificio conforme se avanza en altura, siguiendo las generatrices de cada uno de los tres cilindros que definen la

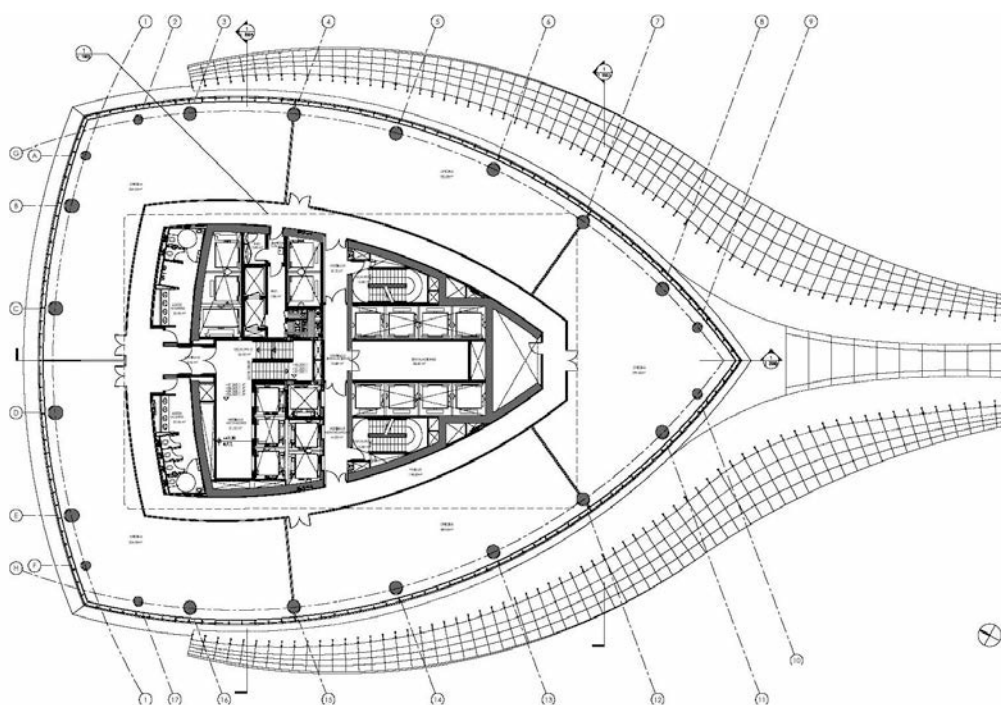


Figura 3. Planta tipo. (Fuente: Torre Iberdrola)

geometría de la envolvente de la torre (ver Figura 3). La inclinación de los pilares de las fachadas Este y Oeste es de 2,93% y la de los de la Norte de 3,05%. Manteniéndose inclinados desde el forjado de sótano 1, + 8,65 m, NMMA y hasta la planta mecánica 4, + 175,10 m, NMMA, sin embargo, son verticales desde cimentación hasta sótano 1.

1.2. Datos generales

Los datos más significativos del edificio son los siguientes (ver Figura 4):

- Altura desde cimentación: 190 m.
- Superficie total construida: 94.000 m².
- 5 plantas bajo rasante con 485 plazas de aparcamiento.
- 40 plantas sobre rasante (62.000 m² construidos de los cuales 40.000 m² son útiles dedicados a oficinas), distribuidas de la siguiente forma: Lobby en planta baja, restaurante en planta primera, planta de instalaciones inferior, 34 plantas de oficinas, 3 plantas de instalaciones superiores y un helipuerto.
- Distancia suelo-suelo típica entre plantas consecutivas: 4 m.

1.3. Principales condicionantes derivados del entorno urbano

El solar en el que se ubica la torre se encuentra situado entre el Puente de Deusto, la Plaza de Euskadi, la

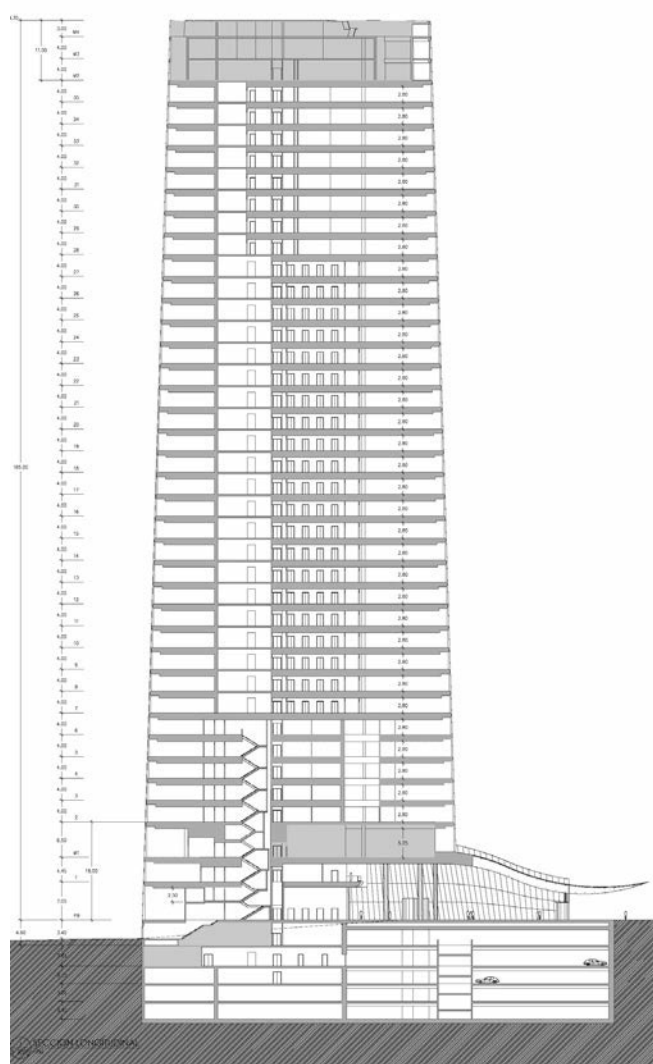


Figura 4. Alzado de Torre Iberdrola



Figura 5. Estado de la parcela al inicio de las obras

Calle Ramón Rubial y los jardines de la Campa de los Ingleses, encontrándose el nivel del terreno al inicio de las obras a una cota similar a la prevista para el sótano 2, +4,80 NMMA, nivel típico de las instalaciones portuarias en el entorno de la Ría de Bilbao (ver Figura 5).

Al estar situado el edificio dentro de un ámbito complejo, tanto por su carácter urbano como por su origen fluvial, existían importantes condicionantes para construir el bajo rasante del edificio (ver Figura 6):

1. El conjunto de las edificaciones a ejecutar en la parcela se situaba sobre las instalaciones de saneamiento que explota el Consorcio de Aguas de Bilbao, conocidas como “Sifón de la Universidad”. La parcela es atravesada, en su zona Oeste en dirección Norte-Sur, por una gran galería de 4,90 m de anchura y 5,20 m de altura en la sección de clave, excavada en túnel con un sostenimiento de bulones de cinco (5) m de longitud y hormigón proyectado, revestida de hormigón armado y con un recubrimiento mínimo de roca sobre la clave del túnel de 6,50 m.



Figura 6. Principales condicionantes debidos al entorno urbano

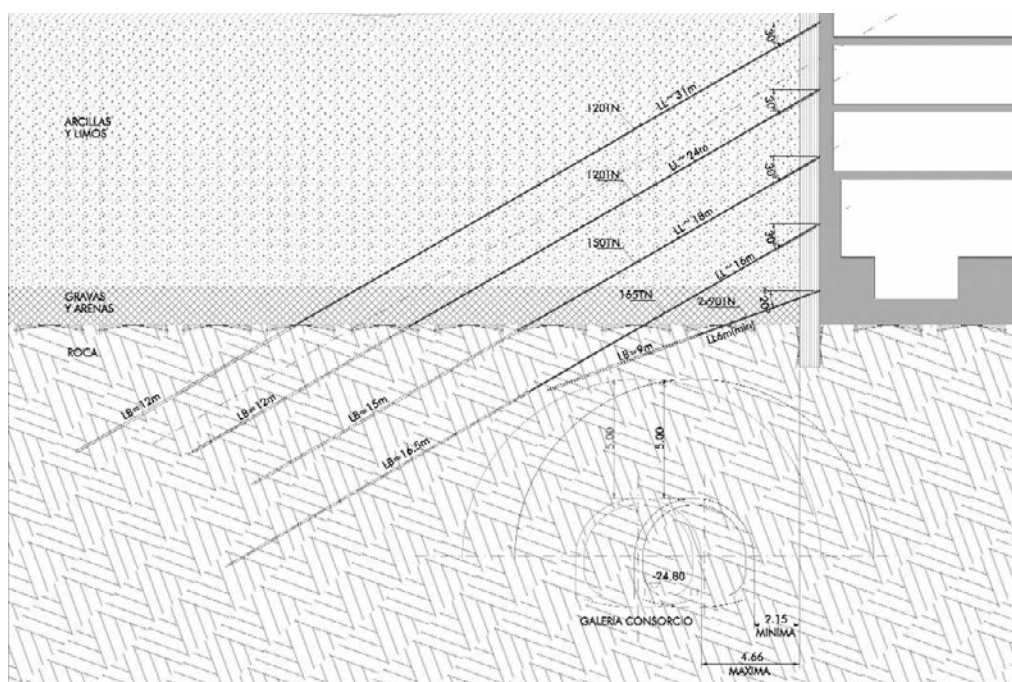


Figura 7. Situación relativa del túnel del Consorcio de Aguas y la pantalla perimetral del vaciado. Zona Norte de la parcela

La planta de la torre no se sitúa sobre el túnel, aunque, en una de sus esquinas, la distancia mínima entre la cimentación de la torre y los hastiales de la galería es de 2,15 m (ver Figura 7).

2. El solar se situaba sobre materiales de origen aluvial formados preferentemente por limos y arcillas de consistencia muy blanda y gran compresibilidad.
3. La presencia persistente en el solar de un nivel piezométrico casi superficial, cota +3,00 NMMA, asociado a la carrera de marea.
4. Estructuras existentes, o en desarrollo, en el entorno de la parcela: a) cimentaciones del puente de Deusto, al Oeste de la parcela; b) muros pantalla del aparcamiento de la Plaza Euskadi, al Sur de la parcela; c) columnas de grava en la zona Norte realizadas en la Campa de los Ingleses para acelerar los asientos por consolidación de los limos, previo a la ejecución de la urbanización, d) galería de servicios bajo la calle Ramón Rubial, al Este.

1.4. Requerimientos del Consorcio de Aguas para la realización de las obras

El Consorcio de Aguas de Bilbao planteó dos requerimientos para dar su conformidad a la ejecución de las cimentaciones en el entorno del túnel situado bajo la parcela:

Limitación geométrica. En planta, a partir del eje del túnel se estableció como criterio general una distancia mínima de cinco (5) metros, a cada lado del eje de

la infraestructura, en la que no se colocarían cimentaciones.

Limitación estructural. Se solicitó una justificación numérica de que las cimentaciones proyectadas, así como los anclajes, no provocarían daño alguno al revestimiento del túnel existente, ni en el entorno del macizo rocoso.

Para dar respuesta a estos requisitos se incluyeron los siguientes aspectos, tanto en proyecto como en obra:

Limitación geométrica. En proyecto se planteó el puenteo de las cargas transmitidas por un conjunto importante de pilares, aquellos cuya posición en planta es coincidente con la de la galería, mediante una losa de 1,40 m de espesor, que se apoya perimetralmente en pilotes cuya cara más cercana al eje del túnel es de cinco (5) metros.

Limitación estructural. En fase de proyecto se realizó un análisis mediante un modelo numérico para comprobar que la construcción de la Torre Iberdrola no implicaba una variación del estado tensional que presentase un riesgo estructural para el túnel, fundamentalmente en las secciones en las que no se cumplía la limitación geométrica impuesta (ver Figura 8).

La entidad de la obra recomendaba comparar los resultados obtenidos en la fase de proyecto con la realidad, para ello se instalaron al inicio de la obra instrumentos de medida de convergencias en el interior del túnel. Durante el periodo de obra se realizaron mediciones, con periodicidad variable, quincenal, mensual o bimensual, en función de las cargas transmitidas en cada fase de construcción al sustrato rocoso.

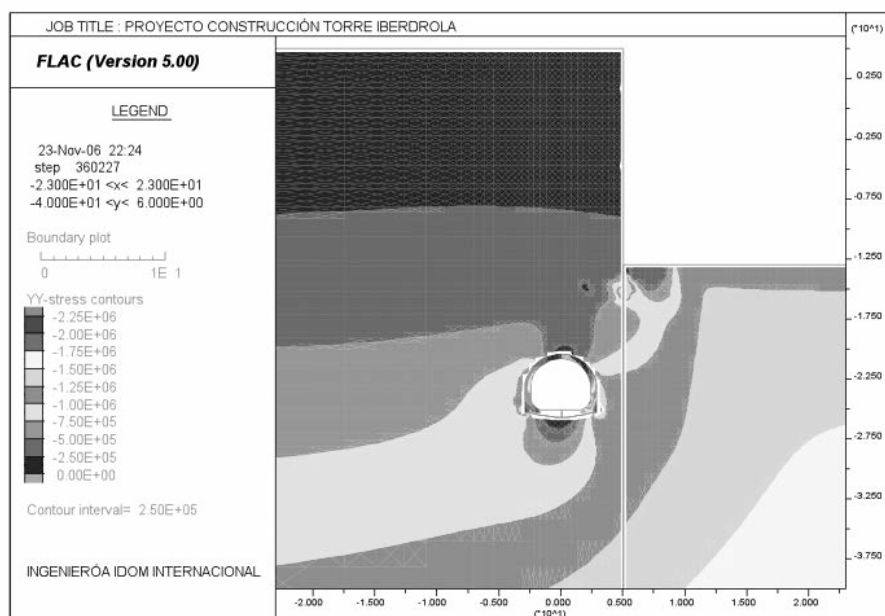


Figura 8. Tensiones verticales previstas en el terreno y en el revestimiento del túnel al finalizar la ejecución de las obras

De los resultados de las mediciones realizadas no se obtuvieron valores que indicasen afección al revestimiento del túnel, confirmando los resultados de los cálculos previos.

2. VACIADO DE LA PARCELA

El comienzo de las obras lo constituyó el vaciado de la parcela 204 del PERI de Abandoibarra en la que se enclava la torre, siendo los datos más significativos de esta actuación los siguientes:

- Superficie de la parcela: 7.000 m²
- Volumen de excavación: 82.400 m³
- Muro pantalla de 1 m de espesor: 8.170 m²
- Anclajes provisionales: 7.750 m
- Pilotes (Ø 1.350 mm): 1.645 metros

2.1. Características geotécnicas del emplazamiento.

Según los datos obtenidos del reconocimiento geotécnico se establecieron los siguientes niveles geotécnicos:

Nivel I.- Rellenos antrópicos. Rellenos, sobre los que se desarrolló la actividad industrial hasta la década de los 90, de entre uno y tres metros de espesor. Distinguiéndose dos tipos claramente diferenciados:

- Residuos sólidos de las actividades previas así como restos de demoliciones de las mismas.

- Rellenos de gravas arenosas colocados para formar explanadas sobre las que desarrollaba la actividad industrial, materiales clasificables como suelo adecuado o seleccionado.

Nivel II.- Limos y arcillas de baja consistencia. Depósitos aluviales de tipo estuario del Río Nervión de entre ocho y trece metros de profundidad, cohesivos, formados por limos y arcillas con indicios de arena de grano fino, de color marrón a gris oscuro y negro de consistencia muy blanda. A medida que se descendía en profundidad se apreciaba un incremento en el contenido de arena, convirtiéndose en limos arenosos a bastante arenosos. Se apreciaba la presencia de fangos con olores fétidos, indicando la presencia de materia orgánica, junto con una estructura todavía no destruida de hojarasca.

Nivel III.- Arenas y gravas. Bajo los limos y arcillas del nivel II aparecían unos depósitos aluviales, de espesor relativamente pequeño, del orden de un metro, formados por arenas limosas y gravas arenosas de compacidad media-suelta. Se trataba de materiales permeables a través de los cuales circulaba el agua conectada con el nivel de la Ría. En los sondeos ejecutados se observó que durante la perforación de los mismos la lámina de agua permanecía en el fondo hasta alcanzar este nivel III, momento en el que se producía una subida repentina del nivel de agua en el sondeo hasta la cota de estabilización, hecho que puso de manifiesto su carácter de acuífero confinado.

Nivel IV.- Sustrato rocoso. En la base de los depósitos cuaternarios aparecía el sustrato rocoso formado por margas y margocalizas de tonos negruzcos. La parte superior del sustrato rocoso, en una profundidad inferior a un metro, presentaba un importante grado de

Tabla 1. Parámetros geotécnicos de los materiales existentes en el solar

Nivel	Profundidades	Peso específico aparente (kN/m ³)	Cohesión (kN/m ²)	Ángulo de rozamiento interno (grados)	Módulo de balasto horizontal (kN/m ³)	Módulo de deformación (kN/m ³)
Nivel I: Rellenos antrópicos	De 0 a 2 m	20	0	30	8.000	12.000
Nivel II: Limos y arcilla de baja consistencia	De 2 a 17 m	18	10 27,5(*)	23 13(*)	2.400	3.000
Nivel III: Arenas y gravas	De 17 a 18 m	20	0	35	12.000	15.000
Nivel IVa: Sustrato rocoso con grado de meteorización IV	De 18 a 18,5 m	22	53	25	800.000	1.000.000
Nivel IVb: Sustrato rocoso con grado de meteorización III	De 18,5 a 20,5 m	26	440	28	4.800.000	6.000.000
Nivel IVc: Sustrato rocoso con grado de meteorización II	De 20,5 m en adelante	26	990	32	9.600.000	12.000.000
(*) parámetros a corto plazo						

alteración, formando una capa de arcillas con presencia de gravas de consistencia firme. Por debajo, se encontraba el macizo rocoso formado por una roca con grado de alteración II-III. Los sondeos realizados en fase de proyecto perforaron hasta 25 m en este estrato.

Como resumen se adjunta la tabla 1 en la que se incluyen las características y parámetros geotécnicos considerados para los niveles geotécnicos descritos.

El régimen hidrogeológico de la parcela está relacionado directamente con el nivel de agua en la ría, pudiendo existir sobreelaciones del nivel debidas a los aportes de los acuíferos existentes en las márgenes de este curso principal de agua. El nivel piezométrico está situado en torno a la cota +3,0 NMMA.

2.2. Descripción general de las obras de vaciado de la parcela

La excavación y construcción del vaso del edificio, o parte enterrada, se diseñó al amparo de un recinto de pantallas de hormigón armado de un metro de espesor realizadas “in situ” y perforadas con la ayuda de lodos bentoníticos. El vaciado se inició con el solar a la cota del sótano 2, +4,80 NMMA. Durante la primera etapa de la construcción de los muros pantalla, debido a la dureza de la roca, la utilización de trépano para conseguir el empotramiento en roca no permitió conseguir rendi-

mientos que garantizaran el cumplimiento del plazo previsto del vaciado, que era de aproximadamente un año. Para reducir el plazo necesario para la perforación en roca del empotramiento del pie de los muros pantalla se modificó el procedimiento de excavación, utilizándose la hidrofresa, sistema que inicialmente se había previsto exclusivamente para la excavación de los tramos de muro pantalla cuya planta era coincidente con la del túnel del Consorcio de Aguas, con objeto de minimizar la incidencia de la excavación sobre esta infraestructura.

Los módulos de los muros pantalla se soportaron provisionalmente, de manera generalizada, mediante el uso de anclajes activos en roca de hasta 165 t, inclinados en vertical entre 30° y 45° para minimizar su longitud. Aunque también se utilizaron de forma puntual otro tipo de sostenimientos: apuntalamientos metálicos (ver Figura 9); tirantes entre módulos pantalla; o incluso las propias losas de cimentación como arriostramiento. En situación definitiva las losas de forjado constituyen el apuntalamiento definitivo frente los empujes del terreno e hidrostáticos, tras el destesado de la totalidad de los anclajes en cumplimiento de los requisitos municipales.

El empotramiento de los muros en las margas está comprendido entre dos (2) y tres (3) metros, según el tipo de módulo pantalla, siendo esta dimensión la suficiente para:



Figura 9. Alzado del muro pantalla colindante con las cimentaciones del puente de Deusto y vista de la ejecución de las losas



Figura 10. Estado general de la parcela durante la fase inicial del vaciado

- Reducir y controlar la entrada de agua al recinto en las excavaciones bajo el nivel freático.
- Contar con una suficiente resistencia por punta frente a las cargas verticales transmitidas por las pantallas.
- Garantizar el empotramiento en roca.

Los muros pantalla que configuran el recinto de la cimentación del edificio principal permitieron realizar una excavación de 16,4 m hasta alcanzar la cota de apoyo de la cimentación directa del edificio; para ello se dispusieron cinco niveles de anclaje provisionales. En las zonas situadas bajo los edificios de viviendas se excavaron exclusivamente siete metros de profundidad, disponiéndose dos niveles de anclaje en los muros pantalla, uno en coronación y otro a media altura. El tramo de muro que configura la medianera con el aparcamiento de la plaza Euskadi se resolvió sin apuntalamiento provisional; para ello se rebajó el relleno existente en el trasdós del muro.

Simultáneamente a la ejecución de las pantallas se construyeron los pilotes que realizan la transmisión a roca de las cargas procedentes de los edificios de viviendas, donde no se alcanzaba la cota de roca al realizar la excavación del solar.

La tipología de pilote utilizada fue de extracción al amparo de lodos bentoníticos y camisa recuperable, empotrados en roca 1,5 veces su diámetro. La perforación de los pilotes se ejecutó desde la cota superior del solar, +4,80 NMMA (ver figura 10), correspondiente al sótano 2. Sin embargo, la cota superior de hormigonado se situó a nivel de sótano 4 ó 5, según los casos, ajustándose a las cotas teóricas previstas en proyecto para las losas de fondo. Desde el nivel superior de hormigonado hasta la plataforma de trabajo se rellenaron las perforaciones de los pilotes con grava, con objeto de garantizar unas condiciones de trabajo adecuadas.

Los pilotes se unieron en cabeza mediante losas de cimentación de espesores variables: 0,70 m, para el sótano 4 y 0,90 m para el sótano 5. En una zona localizada, correspondiente al puenteo de cargas sobre el túnel del Consorcio de Aguas, el espesor de la losa llega a alcanzar 1,40 m de canto. Estas losas son capaces de soportar la subpresión correspondiente a la consideración del nivel freático a la cota +3,00 NMMA y garantizan la transmisión adecuada de las cargas verticales procedentes de los pilares de la edificación, así como las tracciones originadas por el arriostramiento en cabeza que ejercerán sobre los muros pantalla.

El espesor de las losas es constante en cada uno de sus ámbitos, y se unen tanto a los pilotes como a las pantallas perimetrales. La unión a las pantallas se resolvió dejando barras dobladas en el interior de las armaduras de los muros pantalla. La posición de las esperas quedaba indicada mediante poliestireno expandido que se ataba a la armadura antes de colocarla en el interior de la perforación. Una vez finalizada la excavación y eliminado el poliestireno, se picaba el recubrimiento de la armadura del muro pantalla, se extraían y desdoblaban las barras, entrando a formar parte del armado de las losas. En la unión de las losas con los pilotes fue necesario aumentar de forma puntual el espesor mediante unos capiteles que aumentan la resistencia a punzonamiento.

El hormigón usado para todos los elementos en contacto directo con el terreno ha sido HA-35, con cemento sulforresistente y dosificación mínima de 350 kg/m³. La categoría del hormigón se ha establecido en función de la agresividad del agua existente en el terreno, IIIc+Qa.

3. CONCEPTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PRINCIPAL.

Los principales retos en el planteamiento de la estructura fueron la resolución de los siguientes aspectos:

- Transmisión de las cargas gravitatorias hasta cimentación.
- Sustentación de las acciones laterales.

El esquema estructural en altura del edificio está formado por:

- Un núcleo central de hormigón armado con espesor y dimensiones variables a lo largo de su altura. Desde cimentación hasta la P09 se utilizó HA-50 y a partir de este nivel de planta y hasta coronación HA-45.
- Un conjunto de soportes circulares en el contorno exterior junto a la fachada, hormigonados con HA-45, de sección mixta acero-hormigón desde cimentación hasta P18 y, a partir de este nivel de planta y hasta coronación, son de hormigón armado HA-45.
- Un conjunto de forjados de losa maciza de hormigón armado HA-30, entre 0,25 y 0,45 m de espesor, con luces máximas del orden de 11,75 m en planta primera y distancia típica entre ellos de 4,0 m. El espesor máximo de la losa de hormigón se alcanza en la losa de planta baja, 0,60 m, que soporta un relleno para urbanización de hasta 1,20 m de espesor.

No se han considerado plantas de rigidización a lo alto del edificio porque, por un lado, la ubicación de las plantas técnicas no se encuentra a un nivel óptimo desde el punto de vista estructural para poder alojar en ellas los elementos de rigidización y, por otro lado, desde el punto de vista arquitectónico, se pretendía reducir al

máximo las dimensiones de los pilares, y cualquier solución de rigidez en altura solicita en mayor medida los pilares de fachada, incrementando sus dimensiones. Partiendo de estas premisas previas, se decidió que la estabilidad y la rigidez frente a solicitaciones horizontales, dependiese tan solo del núcleo central.

En el desarrollo del cálculo se determinó la existencia de una ligera colaboración del conjunto losas de forjado-pilares de fachada con el núcleo frente a las acciones horizontales de viento, pudiendo captar del orden del 7-10% de las mismas.

4. CIMENTACIÓN

Las cargas transmitidas por la torre, núcleo y pilares del edificio principal, se transmiten de modo directo sobre las margas situadas a unos 16,4 metros por debajo de la cota inicial del solar y 14,6 metros por debajo del nivel piezométrico. La superficie correspondiente a la cimentación de los elementos portantes de la torre es de 2.640 m². Esta cimentación permite la transmisión de los esfuerzos gravitacionales y de viento al sustrato rocoso, procedentes tanto del núcleo como de los pilares y los muros del edificio, siendo la tensión media transmitida a la roca de 1,2 MPa y la tensión pico de 2,2 MPa.

Destacan por su importancia la cimentación del núcleo, mediante de una losa de gran espesor, así como las vigas de apoyo de los pilares perimetrales (Figura 11).

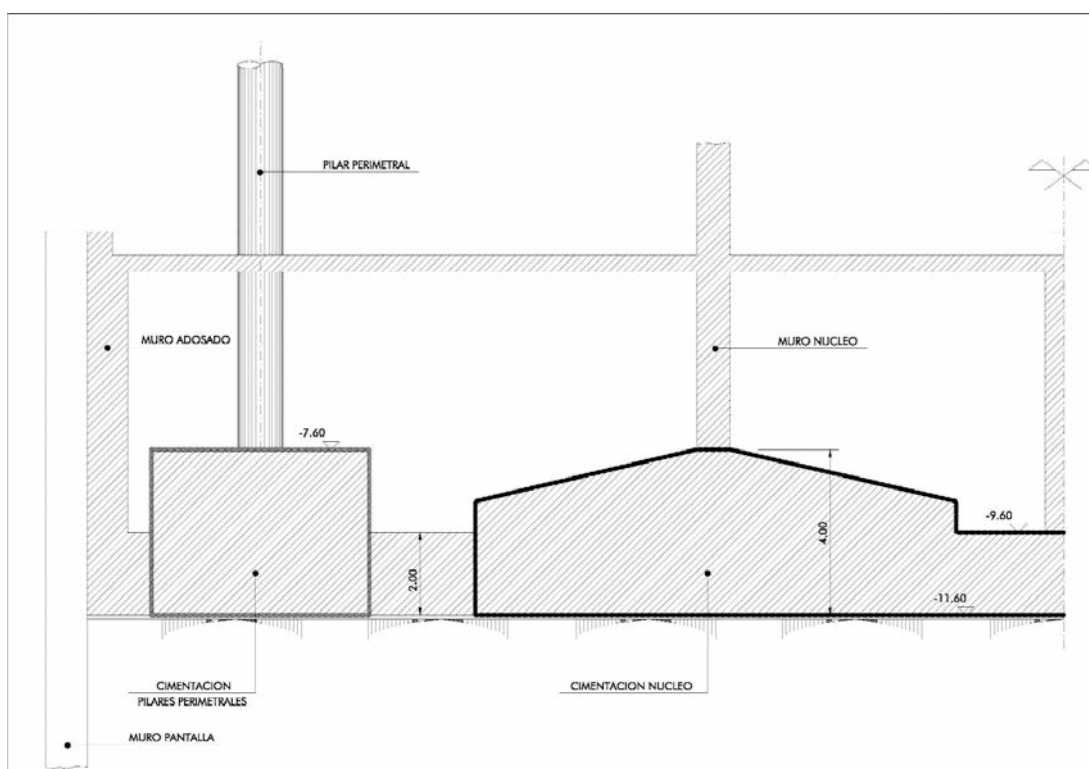


Figura 11. Principales elementos de la cimentación del edificio



Figura 12. Vista general de la cimentación de la torre

4.1. Cimentación del núcleo

La cimentación que permite la entrega de la carga del muro del núcleo al sustrato rocoso está constituida por una losa nervada de dos metros de canto mínimo y cuatro metros de canto máximo, en el arranque del núcleo y de los pilares de la torre (ver Figura 12).

A través del núcleo el edificio transmite al terreno unos 780.000 kN correspondientes a las acciones gravitatorias, peso propio, carga muerta y sobrecargas de uso, a los que se suma la acción del viento. En la Tabla 2 se resumen las reacciones en planta baja obtenidas por RWDI, consultor de túnel de viento, basadas en la BS 6399-2 [1], para un modelo a escala 1:4.000 del edificio a partir de los datos existentes del microclima local de viento. Las acciones del viento obtenidas de la realización del túnel fueron del orden de un 30% inferiores a las calculadas de acuerdo al Código Técnico [2].

Además, los valores de cargas de viento estimadas en el ensayo en túnel de viento se contrastaron con un modelo de CFD, observándose diferencias inferiores al 15 % entre los resultados obtenidos por ambos procedimientos.

Debido a la configuración arquitectónica de la planta tipo del edificio, el centro de gravedad de las cargas gravitatorias está desplazado unos 2,40 m hacia el

Norte respecto al centro del núcleo, lo que provoca una concentración de tensiones en la roca bajo el muro del núcleo en su zona Norte.

En la cimentación del núcleo se ha definido un pretensado con los siguientes objetivos:

1. Reducir, mediante las fuerzas de desviación del pretensado, los esfuerzos en las secciones más solicitadas de la cimentación, disminuyendo así la apertura de fisura debida a la flexión.
2. Mantener comprimida la cimentación en una zona en la que la agresividad del agua es importante (IIIc+Qa).
3. Aumento de la estanqueidad.
4. Reducción de la cuantía de armadura pasiva, consiguiendo una organización del armado razonable y eficaz.

Se han definido tres familias de pretensado (ver Figura 13). La familia 1 está formada por 34 x 4 cables de 9φ 0,6". La familia 2 está formada por 14 x 6 cables de 15φ 0,6" y la familia 3 por 3 x 3 cables de 24φ 0,6". Los cables de las familias 1 y 2 producen unas fuerzas de desviación cuya componente vertical es del mismo orden de magnitud que la carga media que transmi-

Tabla 2. Reacciones en Planta Baja, obtenidas del túnel de viento


Fx (N)	Fy (N)	Mz (N.m)	Mx (N.m)	My (N.m)	
131.10 ⁷	8,41. 10 ⁶	9,13.10 ⁷	8,54.10 ⁸	1,31. 10 ⁹	



Figura 13. Vista general de la cimentación previa a la segunda fase de hormigonado

te el muro del núcleo a la cimentación. El centro de gravedad de la familia 2 coincide con el centro de gravedad de las cargas que llegan al núcleo en la zona de unión de los muros Este-Norte, Oeste-Norte. Los cables de la familia 3, situada en el interior del muro que divide en dos la zapata, recogen parte de la carga que llega a la cimentación desde los muros Norte y Sur, transfiriéndola a la zona central de la zapata.

En el diseño de la cimentación no se previó la colocación de ningún elemento que permita reducir el rozamiento entre la zapata y la roca. Por tanto, en el cálculo de la cimentación solo se consideró la aplicación de las fuerzas de desviación del pretensado.

4.2. Cimentación de los pilares

Bajo los pilares perimetrales de la torre, zonas Este y Oeste, se materializaron sendas vigas de cuatro metros de canto que transmiten directamente la carga a la roca.

Los pilares situados en el límite Norte de la torre transmiten su carga a una viga de gran canto, 3,25 metros, y 1,30 metros de espesor, que se apoya a su vez de forma simultánea sobre los módulos del muro pantalla y sobre un muro adosado a la misma en su intradós. El reparto de cargas entre ambos muros se ha estimado en 55% y 45% respectivamente.

5. NÚCLEO

El núcleo tiene una sección sensiblemente trapezoidal; los muros exteriores que conforman el núcleo son curvos y concéntricos con las fachadas, siendo su altura total de 185,9 metros. Los espesores del núcleo son 0,90 m desde cimentación hasta la planta baja, 0,80 m desde planta baja hasta la P02, 0,60 m desde P02 a P07, 0,50 m desde P07 hasta P28 y 0,30 m desde la P28 hasta la coronación del edificio (ver Figura 14).

El área interior de la sección horizontal de núcleo es de unos 370 m²; a nivel de planta 30 se produce una ligera reducción de esta superficie interior, resultando del orden de 300 m². En el interior de este elemento se alojan las baterías de ascensores, las zonas de servicios y los patinillos de comunicación vertical de las instalaciones, lo que condiciona que en su disposición típica existan, al menos, tres huecos de gran tamaño en cada planta.

El núcleo se ha previsto en hormigón armado y sus dimensiones permiten disponer de unas adecuadas condiciones de rigidez y resistencia.

Debido a la importante densidad de armadura en los niveles inferiores del muro del núcleo y de los pilares del edificio principal, para la realización de los

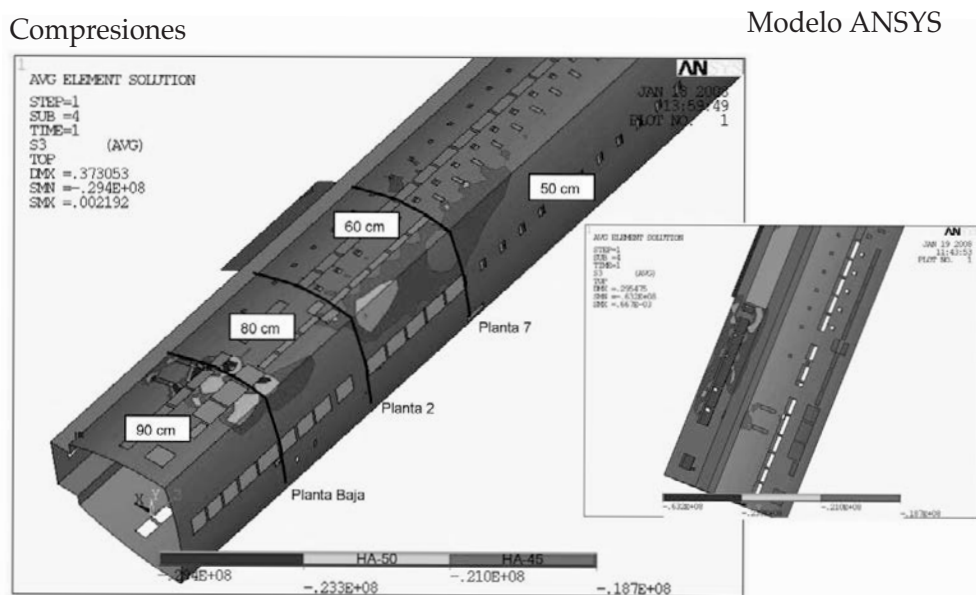


Figura 14. Distribución de espesores y compresiones máximas sobre el núcleo

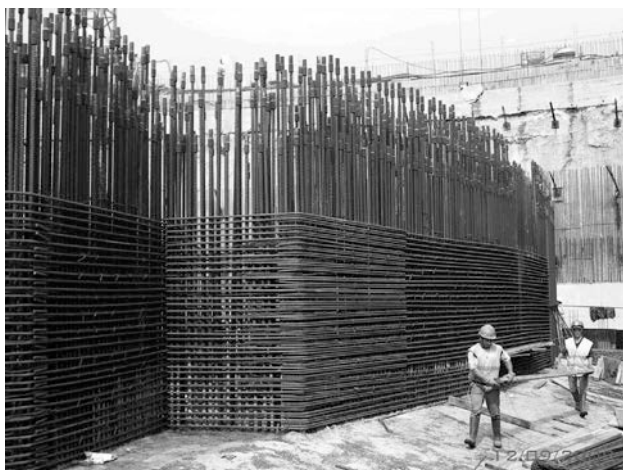


Figura 15. Armado en el arranque del núcleo



Figura 16. Empalmes mecánicos de la armadura vertical

solapes de la armadura vertical se utilizaron empalmes mecánicos (ver Figuras 15 y 16), tipo BPI Bar Grip, que cumplieran las especificaciones indicadas en la EHE en su artículo 66.6.6.

Los forjados de hormigón armado transmiten al núcleo su carga a través de la unión rígida existente entre ambos [3]. El forjado del interior del núcleo, formado por un entramado metálico sobre el que se apoya un forjado de chapa colaborante, transmite las cargas desde las vigas y pórticos metálicos al núcleo por medio de chapas metálicas que se han dejado embebidas en el propio núcleo, junto a la armadura previo al hormigonado, a través de uniones articuladas con tornillos de alta resistencia, sin par de apriete, para evitar la transmisión de acciones en las uniones derivadas de la deformabilidad diferencial del núcleo de hormigón y los pilares metálicos que soportan este forjado interior.

5.1. Viento

El máximo desplome relativo de la estructura originado por el viento es $H/756$. La variación de la velocidad del viento causa un efecto dinámico sobre la estructura, que provoca la aparición de aceleraciones que podrían afectar al confort de los usuarios.

Los criterios que se han valorado para evaluar el confort de los usuarios han sido los correspondientes a edificios de oficinas considerados en:

- NBCC (Nacional Building Code of Canada) [4] que sugiere que el pico de aceleración se encuentre en el rango de 10 a 30 mili-g, para un periodo de retorno de 10 años.
- ISO 6897 [5] que establece valores límite en aceleración RMS para un periodo de retorno de 5 años de 17,8 mili-g y de 18,9 mili-g para un periodo de retorno de 10 años.

- En los EEUU se utiliza como valor límite admisible en edificios de oficinas, para las aceleraciones pico, 20-25 mili-g, para un periodo de retorno de 10 años.

Desde este punto de vista del confort del usuario, los valores límite en aceleración RMS para un periodo de retorno de 5 años del edificio son 5,5 mili-g y 4,5 mili-g, para las frecuencias propias según los ejes principales de inercia de 0,18 Hz y 0,22 Hz. Siendo los valores pico, para un periodo de 10 años, de 18,9 mili-g y 15,4 mili-g, respectivamente, encontrándose dentro de los valores recomendados para este tipo de edificios.

5.2. Elementos de rigidización

Debido a la configuración de pasillos N-S y E-W del núcleo, los huecos originados, tanto por la distribución de las plantas como por las instalaciones, son de una importancia crítica debido a que se repiten en la misma posición en casi todos los niveles. Para reducir la pérdida de rigidez torsional que suponen los huecos (produciéndose una drástica reducción de rigidez, desde la correspondiente a una sección tubular hasta la de una sección abierta de paredes delgadas formada por cuatro láminas independientes) se han previsto unos dinteles situados sobre los huecos de mayor tamaño (ver Figuras 17 y 18).

A partir de cierto nivel de planta las distorsiones que aparecen en dichos dinteles alcanzan valores no admisibles para elementos de hormigón armado, habiéndose embebido perfiles de acero con la rigidez suficiente para limitar la deformación horizontal del núcleo y mantener los límites de confort, además de soportar la propia distorsión del perfil sin provocar daños en los forjados.

5.3. Muro interior

En el interior del núcleo existe un elemento de hormigón que permite la separación del pasillo W-E y las escaleras de evacuación del edificio, dividiendo al

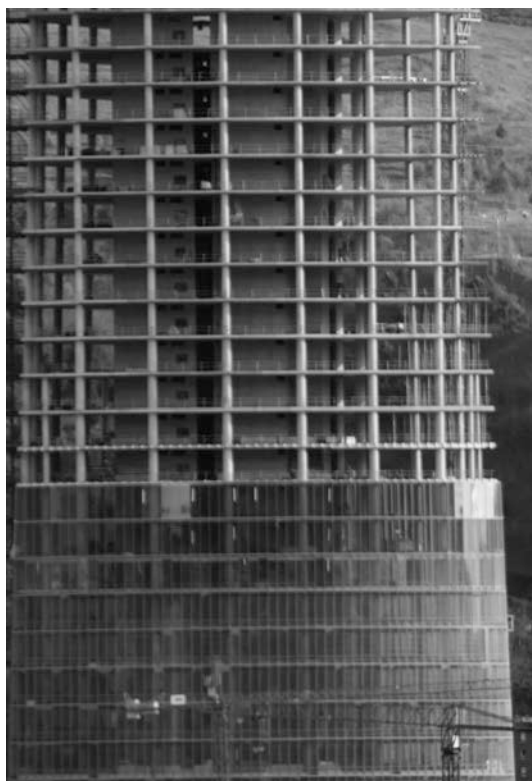


Figura 17. Alzado Oeste del núcleo



Figura 18. Dinteles metálicos embebidos en los huecos del núcleo

núcleo aproximadamente en su zona media, de modo que además de cumplir una función de compartimentación frente a fuego, permite el apoyo tanto de los forjados del interior del núcleo (de chapa colaborante) como de las escaleras de evacuación.

Aunque a este elemento se le ha denominado “muro interior del núcleo”, estructuralmente se trata de una viga de gran canto (de 3 plantas de altura, 12 metros) empotrada rígidamente en el muro del núcleo, constituyendo el elemento estructural más singular del sobre rasante del edificio. Los motivos que condujeron a adoptar esta configuración estructural fueron los siguientes:

- Compresiones excesivas en la base. La configuración de estos elementos como muro apoyado en su base implicaría una tensión media en cimentación del orden de 25 MPa, debido a su importante altura, una compresión excesiva para el hormigón que no podía reducirse incrementando el espesor del muro por limitaciones arquitectónicas.
- Deformaciones diferenciales. Para evitar las deformaciones diferenciales originadas tanto por acortamiento elástico como por fluencia entre el muro del núcleo y este muro interior debidas al diferente valor de la tensión media de compresión en ambos elementos.

Su alzado es sensiblemente uniforme en toda la altura del edificio, lo que ha permitido configurar una viga típica (ver Figuras 19 y 20). Por tanto, desde planta

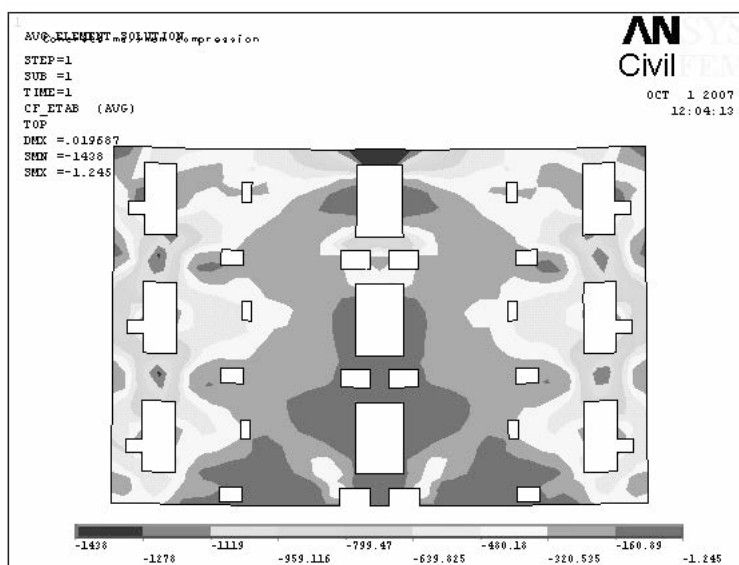


Figura 19. Tensiones de origen gravitatorio

baja hasta coronación, el muro del interior del núcleo está formado por una sucesión de vigas empotradas rígidamente en las paredes del núcleo. En el bajo rasante este elemento es un muro de gravedad de 0,30 m de espesor desde planta baja a sótano 5, separado físicamente del núcleo para evitar esfuerzos rasantes provocados por los movimientos diferenciales entre estos dos elementos estructurales.

6. PILARES

Los pilares del edificio pueden agruparse, en función de su ubicación, en pilares perimetrales y pilares del núcleo:



Figura 20. Vista desde el interior del núcleo

Pilares perimetrales. En el contorno exterior del edificio y próximos a la fachada, se distribuyen un conjunto de pilares circulares de dimensiones variables a lo largo de la altura; 6 en la fachada Norte y 8 en cada una de las fachadas Este y Oeste. Los pilares se mantienen paralelos a la fachada siendo sus ejes paralelos entre sí y a la directriz de los cilindros de los que proceden.

Pilares del núcleo. Estos elementos transmiten parte de la carga vertical del forjado del interior del núcleo que se reparte entre el propio muro del núcleo, el muro interior del núcleo y los pilares metálicos interiores.

6.1. Pilares perimetrales

El edificio consta de 22 pilares perimetrales. Interiormente, desde la planta 7 hasta la planta 35, se ha dispuesto una pareja de pilares interiores al objeto de reducir la luz del forjado en la zona Sur del edificio, de tal forma los forjados puedan resistir los esfuerzos de flexión de forma razonable, con valores de flechas admisibles [2] [6], y manteniendo un fondo plano en el forjado, sin vigas descolgadas que dificulten la organización de las instalaciones.

Dado que no se plantearon en la estructura principal del edificio elementos de rigidización que permitiesen modificar la posición de los pilares en ciertas plantas, en principio, todos los pilares llegarían hasta cimentación. Sin embargo, arquitectónicamente no era admisible la existencia de los pilares interiores en planta baja, puesto que pretendía conseguirse la mayor diafanidad posible en el acceso al edificio. Esto condujo a la eliminación de estos pilares mediante un apeo con una ménsula empotrada en el muro del núcleo.

En los niveles inferiores, desde cimentación hasta la P18, la sección resistente es de tipo pilar mixto buscándose un equilibrio entre los requerimientos arquitectónicos, minimizar la sección del pilar, y la utilización de hormigones de no excesiva resistencia, limitándose a 45 MPa a los 28 días. Las secciones de los perfiles metálicos embebidos en los pilares más solicitados van desde

HD 400x818 en cimentación hasta HD 260x172. El acero utilizado para los elementos embebidos en el interior de los pilares es de calidad S355.

Los pilares mixtos se han diseñado considerando que el perfil metálico embebido soporta exclusivamente el esfuerzo axial que le corresponde por la homogeneización de la sección, mientras que la sección de hormigón armado soporta el resto del axial y la totalidad del momento flector [7]. Para evitar que el perfil metálico soporte flexiones se han diseñado las conexiones entre tramos consecutivos de perfil metálico de modo que no se permite continuidad de momentos (ver figura 21) con objeto de simplificar las uniones, aunque se exigió la existencia de contacto total en estos puntos. Estas uniones se situaron a 1,50 m sobre cada nivel de forjado. La transmisión del axial procedente de los forjados a los perfiles metálicos se realiza por los conectores soldados a los perfiles bajo cada losa de hormigón.

Por otro lado, el desplome de las fachadas definidas por los cilindros da lugar a que en la planta 17 se eliminen los seis pilares de esquina, que convergen gradualmente desde la planta baja. Este hecho provoca un aumento importante de la flecha diferencial en las esquinas de los forjados entre el de la planta P17, con pilares, y el de la planta P18, sin pilares. Para conseguir que la flecha diferencial entre cualquier punto del contorno de dos forjados consecutivos esté dentro de la holgura prevista en el muro cortina, sin la aparición de vigas descolgadas, ha sido preciso pretensar las mismas.

6.2. Pilares metálicos

Para definir geométricamente estos pilares fue preciso tener en cuenta un importante número de condicionantes arquitectónicos que provocaron una apreciable limitación de espacio, haciendo necesario el uso de acero de alta resistencia, S460, como material constitutivo, consiguiendo que las secciones resultantes fuesen lo más compactas posible. Cada uno de los



Figura 21. Pilares mixtos. Conexión entre tramos consecutivos

pilares está formado por tres perfiles laminados, HEM, unidos entre sí mediante chapas de espesor variable en altura.

Debido al importante nivel de cargas y, por tanto, de tensiones al que están sometidos estos elementos, y a la altura total del edificio, los acortamientos elásticos que estos pilares experimentan son centimétricos, motivo por el cual durante la construcción se previeron longitudes constructivas mayores para estos elementos que tuvieron en cuenta el acortamiento del acero.

7. FORJADOS

La estructura de la torre está formada por 45 niveles de forjado, además del helipuerto (Figura 22). En la fase inicial del proyecto se analizaron las diferentes tipologías posibles para la estructura de los forjados. Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas y tipológicas, podían dar lugar a costes de ejecución y plazos muy diferentes, no obstante, otros aspectos difícilmente medibles como la experiencia constructiva de la zona, los costes de mantenimiento, la facilidad en la distribución y encaje de las instalaciones, las medidas complementarias de protección acústica o contra el fuego, podrían laminar las diferencias de coste entre una y otra solución.



Figura 22. Torre y edificios de viviendas tras las finalización de su construcción

Entre todas las opciones planteadas se optó por una losa de hormigón armado de espesor constante, aunque variable según las luces de cálculo. Las razones que llevaron a esta conclusión fueron:

Tabla 3. HA-50, muro núcleo. Contenido en material reciclado

HA-50 Muro núcleo	III/A 42,5 N/SR
Dosificación cemento (kg/m ³)	420
Adición cenizas volantes (kg/m ³)	0
Adición escoria horno alto (kg/m ³)	138,6
Adición total (kg/m ³)	139
% adición total (t/t hormigón)	5,9
Recomendación según Anexo III EHE	Alta

1. Menor coste.
2. Menor canto estructural.
3. Precedentes en el uso en el mercado local.
4. Mayor facilidad de ejecución que otras alternativas.
5. Mayor seguridad en caso de incendio.
6. Flexibilidad.
7. Aislamiento acústico.

8. CONTRIBUCIÓN DE LA ESTRUCTURA A LA SOSTENIBILIDAD.

Uno de los criterios de diseño que ha estado presente en todas las fases del proyecto, tanto durante la redacción del mismo como durante la obra, ha sido la consecución de la certificación LEED CS 2.0, otorgada por el Green Building Council (USGBC) de los Estados Unidos. La Torre Iberdrola ha sido el primer edificio de estas características a nivel nacional que obtiene dicha certificación. Aunque la aportación de la estructura para la consecución de la misma no ha sido relevante comparada con otros ámbitos del proyecto, sin embargo, ha participado en la obtención de la misma en los dos aspectos en los que ha existido posibilidad de contribución. Por un lado, de entre todos los tipos de cemento que la normativa vigente permitía utilizar para cada elemento estructural, se realizó un análisis del contenido en material reciclado existente en su composición, utilizándose el cemento CEMIII/A 42,5 N/SR, en la mayoría de los elementos de hormigón armado, debido a su alto contenido en escorias. En la Tabla 3 se muestra el contenido en material reciclado del hormigón HA-50 utilizado en los niveles inferiores del núcleo del edificio.

Por otro lado, para las armaduras pasivas se incluyó como requisito que el porcentaje de material procedente de residuos y reciclados en la composición del acero corrugado fuese superior al 85%, basado funda-

mentalmente en su proceso de fabricación procedente de acería eléctrica cuya materia prima fuese la chatarra. Para garantizar el cumplimiento de esta especificación el contratista presentó los albaranes de fabricación, certificando que el contenido en chatarra, material reciclado, de las coladas que sirvieron para la laminación, cumplían el requisito solicitado. Además se exigió, como requisito adicional cuando existiese disponibilidad, que todos los materiales utilizados procediesen de lugares situados a una distancia inferior a 800 km de la obra.

REFERENCIAS

- [1] BS 6399-2. Loading for buildings. Code of practice for wind load. 1997. London: British Standard Institution, 1997.
- [2] Código Técnico de la Edificación (CTE). Ministerio de la Vivienda, Real decreto 314/2006, Boletín Oficial del Estado, 28 de marzo de 2006.
- [3] MARTÍNEZ CALZÓN, Julio; GÓMEZ NAVARRO, Miguel. "Torre Espacio. La estructura del edificio Torre Espacio". Hormigón y Acero, 2008, vol. 59, n° 249, julio-septiembre, p. 19-43.
- [4] National Building Code of Canada. Ottawa: Institute for Research in Construction, 2005.
- [5] ISO 6897. Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion. International Organization for Standardization, 1984.
- [6] EHE. Instrucción de hormigón estructural. Madrid: Ministerio de Fomento, 1998.
- [7] EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bussels: European Committee for Standardisation (CEN), 2004.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Promotor:	Torre Iberdrola, AIE.
Dirección de Proyecto:	Iberdrola Ingeniería de Construcción.
Diseño Arquitectura:	Pelli Clarke Pelli Architects
Proyecto Arquitectura:	Ortiz y León Arquitectos
Proyectos de Estructuras e Instalaciones:	Idom. Ingeniería y Consultoría, S.A.
Dirección de Obra:	Idom. Ingeniería y Consultoría, S.A.
Control de ejecución:	Euroconsult
Empresa constructora Vaciado:	Cimentaciones Abando.
Empresa constructora Estructura:	UTE. Afer-Fonorte.

Análisis normativo de la variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de la normativa española con el Eurocódigo de acciones térmicas

Normative analysis of the uniform temperature component in bridges. Comparison between the spanish codes and the Eurocode of thermal actions

Miguel Ortega Cornejo⁽¹⁾, Francisco Millanes Mato⁽²⁾ y Juan Luis Mansilla Domínguez⁽³⁾

Recibido | Received: 28-08-2012
Aceptado | Accepted: 04-12-2012

Resumen

En este artículo se repasan los antecedentes históricos de la normativa española de acciones térmicas, y se comparan los resultados de la aplicación de la anterior Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera del año 1998 (IAP-98), con el Eurocódigo de acciones térmicas, que ha servido de base para la nueva IAP-11.

Como se verá en el artículo, los resultados de la aplicación de la IAP-98, hasta hace poco vigente en España, lleva a resultados para la variación uniforme de temperatura de tableros de hormigón, acero o mixtos inseguros e inferiores a los del Eurocódigo. Este hecho se ha contrastado con los resultados de la instrumentación de una serie de puentes y ha servido para la adopción final de la formulación del Eurocódigo de acciones térmicas en la nueva IAP-11.

Palabras clave: temperaturas, Eurocódigo, IAP, dilatación, contracción, instrumentación de puentes.

Abstract

This article resumes the historical background of the Spanish codes of thermal actions, and compares the results of applying the previous "Code of actions for road bridges" (IAP-98), published in 1998, with the Eurocode of Thermal Actions, which has been the base for the new code IAP-11.

As it will show in this paper, the results obtained by using the Spanish design provisions of IAP-98 (in force until recently), brings to unsafe results for the uniform temperature variation on concrete, steel, or composite (concrete-steel) bridge decks and below the ones obtained applying Eurocode. This fact has been contrasted with the results of the instrumentation on a series of bridges, and it has permitted the final adoption of the thermal actions of Eurocode in the new Spanish code IAP-11.

Keywords: temperatures, Eurocode, IAP, expansion, contraction, monitored bridges.

(1) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad Europea de Madrid. Escuela Politécnica (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España)

(2) Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España)

(3) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. IDEAM, S.A. (Madrid, España)

Persona de contacto / Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

1. INTRODUCCIÓN

Este artículo se redacta a modo de documento de respaldo como el resultado de parte del trabajo de investigación realizado por los autores, comparando los resultados de diferentes normativas de acciones térmicas en tableros de puentes, dentro del contrato de asesoría que IDEAM S.A. ha realizado en UTE con Fhecor Ingenieros consultores y Torroja Ingeniería, para la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, para la redacción de la nueva Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera IAP-11 [1], contrato dirigido por Pilar Crespo, Jefa de Área de Estructuras y Carlos Paradela, Jefe de Servicio de Puentes del Ministerio de Fomento.

En los sucesivos apartados se repasan los antecedentes históricos de la normativa española de acciones térmicas, y se comparan los resultados de la aplicación de la anterior Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera del año 1998 IAP-98 [2], normativa española vigente hasta la reciente aparición de la nueva IAP-11 [1], con el Eurocódigo de acciones térmicas [3], para tableros de puentes de hormigón, de acero o mixtos, para posteriormente realizar una serie de contrastes de puentes instrumentados.

Por motivos de espacio, se ha dividido este artículo en dos partes, y será en la segunda parte (ver ref. [4]) donde se realice la descripción detallada de los resultados de la instrumentación de puentes, centrándonos en esta primera parte en el análisis normativo de las acciones térmicas de la variación uniforme de temperatura en tableros de puentes.

Como se verá en este artículo dividido en dos, los resultados de la aplicación de la IAP-98 [2], hasta hace poco vigente en España, lleva a resultados para la variación uniforme de temperatura inseguros y muy inferiores a los del Eurocódigo [3]. Este hecho se ha contrastado con los resultados de la instrumentación de una serie de puentes [4] de hormigón, acero y mixtos [5], cuestión que ha servido para confirmar que el tratamiento de la acción térmica de la variación uniforme de la temperatura de tableros en el Eurocódigo [3] es la que realmente mejor se adecúa al comportamiento térmico real de los tableros de puentes, y finalmente es la formulación que se ha adoptado en la nueva IAP-11 [1].

2. VARIACIÓN UNIFORME DE LA TEMPERATURA SEGÚN LA IAP-72

La “Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” del año 1972 (IAP-72) [6] definía las acciones térmicas en elementos metálicos, de hormigón o mixtos, mediante unas expresiones sencillas, pero compactas y congruentes, que sin embargo no dependían de la localización del puente, ni del canto de la sección transversal, y que simplemente dependían del espesor ficticio en el caso de las secciones de hormigón.

2.1. Elementos metálicos

La variación uniforme de temperatura en un elemento metálico, se obtiene según la antigua IAP-72 [6], mediante un incremento uniforme de temperatura de $\pm 35^{\circ}\text{C}$ a partir de la temperatura media anual local, independientemente de la geometría de la sección, su canto, y su ubicación.

La IAP-72 [6], establecía por tanto esta variación uniforme de dilatación o contracción relativa a la temperatura media anual local, pero adicionalmente aclaraba lo siguiente: “si en la fase de construcción en que se procede a la unión de dos elementos de la estructura, la temperatura difiriera apreciablemente de la temperatura media anual local, deberá tenerse en cuenta este efecto”.

2.2. Elementos de hormigón

La IAP-72 [6], establece una variación uniforme de temperatura en elementos de hormigón, según la expresión siguiente:

$$\Delta T = \pm (20 - 0,75 \cdot \sqrt{e})^{\circ}\text{C} \quad (1)$$

Donde:

e es el espesor ficticio para las secciones parciales de hormigón en centímetros.

En elementos enterrados, la IAP-72 [6] permitía incluir en el espesor el correspondiente a la capa de tierras que lo aísla del exterior.

2.3. Elementos mixtos

La IAP-72 [6] define para el estudio de los efectos térmicos en elementos mixtos, las variaciones térmicas siguientes, referidas a una temperatura neutra de montaje de 15°C .

Tabla 1. Variación uniforme de la temperatura en los diferentes materiales de un elemento mixto según IAP-72 [6]

	Hormigón	Acero
Calentamiento	$20 - 0,75 \cdot \sqrt{e}$	35°C
Enfriamiento	$-(20 - 0,75 \cdot \sqrt{e})$	-35°C

2.4. Comentarios a esta formulación de acciones térmicas

Si bien se trata de una formulación sencilla y congruente entre los diferentes materiales (acero y hormigón) y los tableros mixtos, la aplicación práctica en los proyectos, al no existir un criterio claro que definiera



Figura 1. Zonas "z" para la obtención de la variación uniforme de temperatura del puente (Figura 7 de la IAP-98[2])

un margen de temperatura para el montaje o un criterio de mayoración de las dilataciones o contracciones respecto de una supuesta temperatura neutra de montaje (15°C), que luego nunca coincidía en obra, hacía que, en general, se adoptasen directamente los valores definidos en los apartados anteriores sin tener en cuenta la temperatura real de montaje y coacción o vinculación del tablero, lo cual podía en muchas circunstancias de montajes a temperaturas elevadas, infradimensionar las contracciones, y con montajes a temperaturas bajas, infradimensionar las dilataciones.

3. VARIACIÓN UNIFORME DE LA TEMPERATURA SEGÚN LA IAP-98 [2]

La hasta hace poco vigente "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" IAP-98 [2], desarrolla las acciones térmicas en puentes metálicos, o de hormigón, pero en cambio mantiene las mismas expresiones sencillas de la IAP-72 [6] para puentes mixtos, lo cual, como veremos más ade-

lante presenta una cierta incongruencia formal con los cambios realizados en la formulación de acciones térmicas para puentes metálicos y de hormigón.

3.1. Elementos de hormigón o metálicos

La IAP-98 [2] define la variación uniforme de la temperatura en elementos de hormigón o metálicos en su apartado 2.2.4.1.1, según la ecuación 2, en función de la zona de ubicación del puente, del canto de la sección, de la geometría y del material (hormigón o acero). Los parámetros de dicha ecuación se definen en la tabla 2.

$$\Delta T = k \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c \quad (2)$$

Donde:

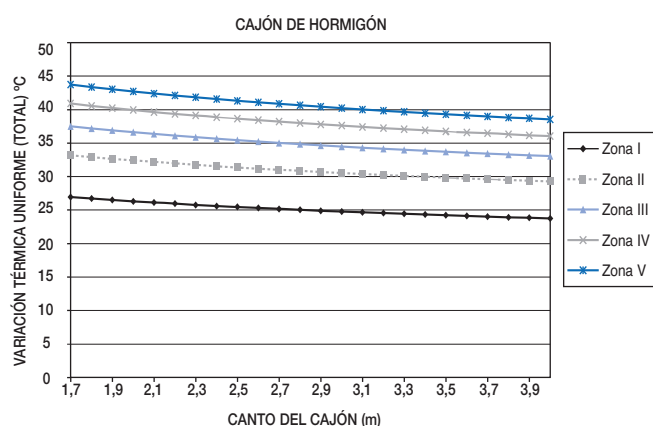
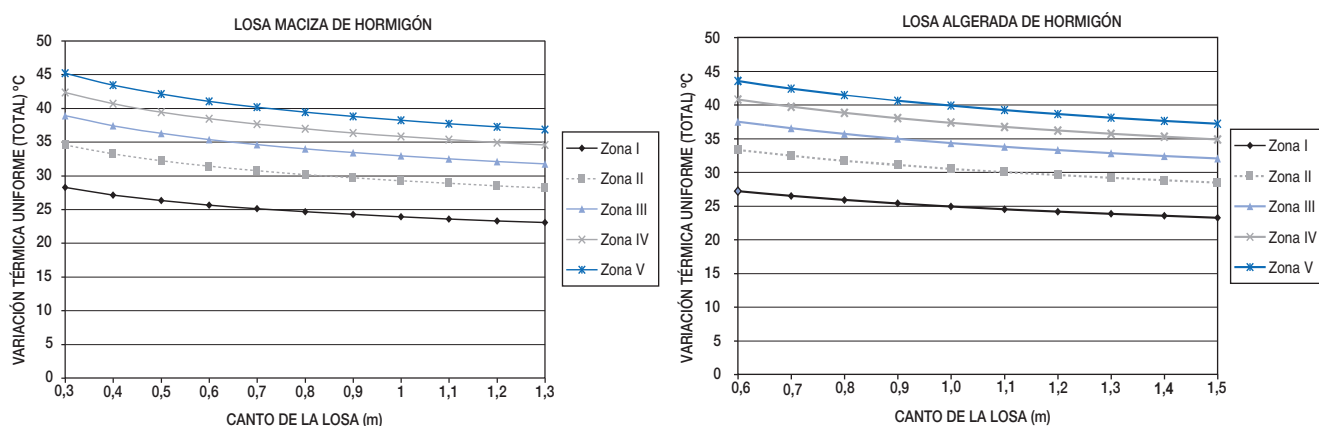
z es una variable que depende de la localización del puente (Figura 1)

h es el canto en metros de la sección en metros.

s es la separación de vigas para puentes de vigas de hormigón $1,5 \leq s \leq 3,5$ m, y en el resto de casos $s = 1$

Tabla 2. Parámetros de la ecuación 2 según la IAP-98 [2]

Tipología tablero	k	a	b	c	h_{\min} (m)	h_{\max} (m)
Losa maciza de hormigón	23,89	0,292	-0,139	0	0,30	1,30
Losa aligerada de hormigón	24,91	0,292	-0,172	0	0,60	1,50
Cajón de hormigón	29,13	0,301	-0,148	0	1,70	4,00
Vigas de hormigón	26,90	0,300	-0,088	0,057	1,00	2,50
Cajón metálico	39,77	0,234	-0,069	0	1,50	4,50
Vigas metálicas	40,11	0,228	-0,072	0	2,00	6,00



La variación uniforme de la temperatura no depende en la IAP-98 [2] por tanto, del pavimento en puentes de carretera, ni del balasto en puentes de ferrocarril (IAPF-07 [7]). La IAPF-07 [7] copia la formulación de la IAP-98 [2] en lo referente a las acciones térmicas en puentes de hormigón y de acero.

Las figuras 2 a 8 representan los resultados de aplicar la formulación de la IAP-98 [2] para la variación uniforme total de temperatura, para losas de hormigón, macizas (Figura 2) o aligeradas (Figura 3), cajones de hormigón (Figura 4), vigas de hormigón con separaciones de 1,5 m (Figura 5) ó 3,5 m (Figura 6), y cajones metálicos (Figura 7) o vigas metálicas (Figura 8).

Los gráficos de las figuras 2 a 8 se representan con la variación uniforme de temperatura en el eje vertical de ordenadas y el canto de la sección del tablero en el eje horizontal de abscisas. Como se puede apreciar, en general, hay variaciones muy poco significativas entre diferentes tipologías del mismo material, con resultados muy similares para losas, ya sea aligeradas o macizas, cajones o vigas de hormigón, así como entre cajones y vigas metálicas, cuestión que pone en cuestión la necesidad de realizar esta diferenciación, y además los resultados tampoco se ven demasiado influidos por el canto de la sección.

Estos resultados parece que sugerirían la simplificación de la formulación haciéndola independiente del canto y de la tipología dentro del mismo material, dejándola únicamente dependiendo del material del

tablero y la localización geográfica, simplificando así mucho la formulación de acciones térmicas como así hace el Eurocódigo [3].

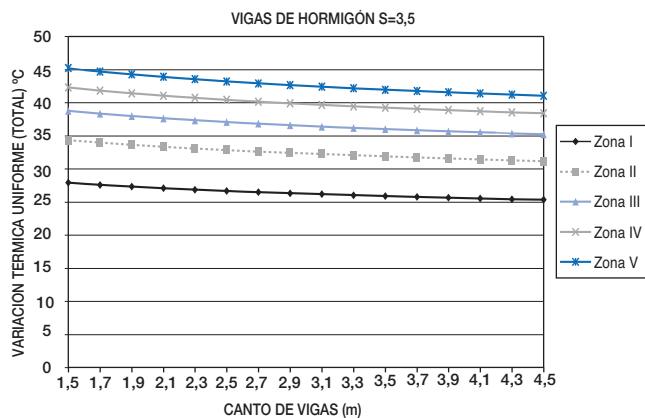
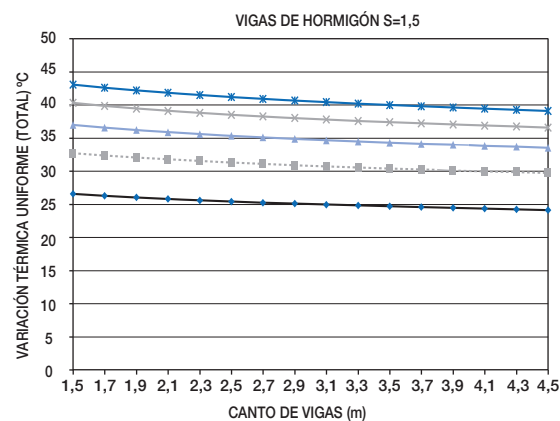
Es interesante remarcar cómo, independientemente de la zona de estudio, la IAP-98 [2] lleva a resultados de variación uniforme total de temperatura en secciones de acero (Figuras 7 y 8) mucho menores que el valor clásico de 70°C obtenido de unas variaciones térmicas de $\pm 35^{\circ}\text{C}$ de la antigua IAP-72 [6].

Del análisis de instrumentaciones de temperaturas en puentes [4] se demostrará que los valores de variaciones uniformes de temperatura de la IAP-98 [2] para secciones de hormigón o de acero están del lado de la inseguridad.

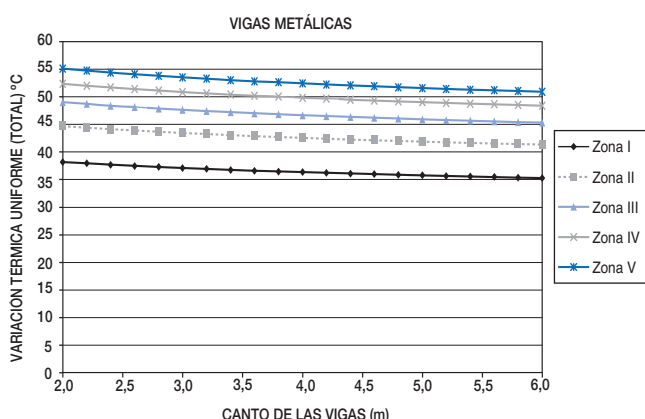
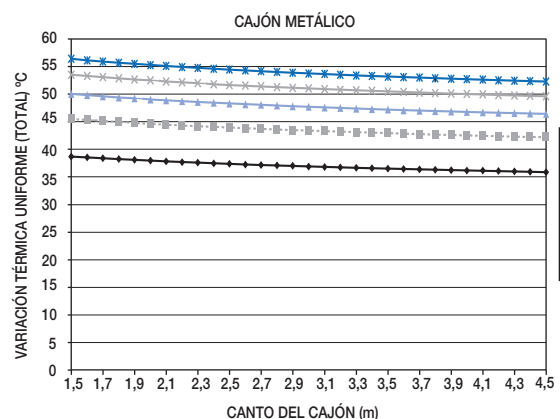
3.2. Elementos mixtos

Como ya se ha adelantado, la IAP-98 [2] reformula las acciones térmicas en puentes de hormigón y metálicos pero en cambio mantiene exactamente la misma formulación que la IAP-72 [6] para elementos mixtos, lo cual implica unas variaciones térmicas en elementos mixtos, referidas a una temperatura de montaje de 15°C de la tabla 3.

Esta formulación de temperaturas en secciones mixtas de la IAP-98 [6], presenta una discontinuidad clara con la formulación de las variaciones térmicas en secciones de hormigón y de acero, y lleva a incongruencias como que en un tablero mixto, la variación uniforme de



Figuras 5 y 6. Variación uniforme de temperatura en vigas de hormigón con separaciones de 1,5 y 3,5 m respectivamente



Figuras 7 y 8. Variación uniforme de temperatura en cajones y vigas metálicas respectivamente

Tabla 3. Variación uniforme de la temperatura en los diferentes materiales de un elemento mixto según IAP-98[2]

	Hormigón	Acero
Calentamiento	$20 - 0,75 \cdot \sqrt{e}$	35° C
Enfriamiento	$-(20 - 0,75 \cdot \sqrt{e})$	- 35° C

temperatura pueda ser mayor que en la de un tablero metálico, cuestión que no tiene sentido lógico.

Así, una sección mixta con muy poco hormigón se debería dilatar con la oscilación térmica del acero, o sea con casi ± 35 °C (variación térmica uniforme total de casi 70°C), valor mucho mayor que los que la propia IAP-98 [2] establece para secciones metálicas (Figura 7) de entre 56°C (± 28 °C) y 36°C (± 18 °C).

En cambio si una sección mixta tiene mucho hormigón y muy poco acero, se debería de dilatar y contraer con la variación del hormigón $\Delta T = \pm (20 - 0,75 \cdot \sqrt{e})$ °C, valor que tampoco es muy parecido al que la IAP-98[2] define para losas de hormigón (Figuras 2 y 3).

4. COMENTARIOS RELATIVOS A LA FORMULACIÓN DE ACCIONES TÉRMICAS EN Puentes DE ACERO O DE HORMIGÓN SEGÚN LA IAP-98

Para puentes de hormigón o de acero, la formulación de la IAP-98[2] se limita a definir la variación total de

la temperatura uniforme, sin dar criterios claros sobre las contracciones y dilataciones del tablero a considerar en el proyecto, lo cual ha llevado históricamente a los proyectistas a cometer una serie de errores en su estimación.

En el peor de los casos, los proyectistas obtenían los valores de las dilataciones y contracciones en el tablero como el 50% de la variación uniforme total de la temperatura del tablero, o sea la mitad de los resultados de ΔT de la ecuación 2.

Como es fácil de entender los valores de las contracciones y dilataciones no tienen porqué ser las mismas respecto de la temperatura neutra del tablero (supuesta de 15°C), como así veremos más adelante que resulta de aplicar la formulación del Eurocódigo [3], pero además un problema adicional es que en proyecto no se suele conocer la referida temperatura neutra en el momento que se va a coaccionar o vincular el tablero.

Ante la ausencia de un criterio que tenga en cuenta estas dos cuestiones, tradicionalmente los proyectistas, en el mejor de los casos, han empleado criterios, más o menos extendidos, como considerar para la dilatación y la contracción, en lugar del valor del 50% de ΔT (ec. 2), adoptar ese valor multiplicado por un coeficiente que en ocasiones variaba entre 1,20 ó 1,50, en función del criterio del proyectista, calculando entonces con dilataciones y contracciones entre el 60% y el 75% del valor de la variación uniforme total ΔT definida en la norma.

Si adicionamos que realmente no existía un criterio claro definido en la norma que permitiera adoptar un criterio conservador para las dilaciones y contracciones en función de la temperatura de ejecución del tablero, al hecho que los valores de las variaciones uniformes totales de temperatura ΔT obtenidos según la IAP-98[2] se han demostrado escasos, como veremos más adelante en este artículo, no es de extrañar que una de las principales patologías ocurridas en los apoyos en los últimos años en España sea los problemas inducidos por las deformaciones del tablero.

5. COMENTARIOS RELATIVOS A LA DIFERENCIA DE TEMPERATURA ENTRE LOS BLOQUES DE ACERO Y HORMIGÓN EN PUENTES MIXTOS

Tal y como se ha podido demostrar de la instrumentación de una serie de puentes mixtos [4] y en particular del análisis detallado realizado en el Viaducto Arroyo las Piedras [5], se ha podido observar de las mediciones de temperaturas registradas en tableros de puentes mixtos, cómo en general, durante el día, el acero está siempre más caliente que el hormigón, llegando a su máxima diferencia con la máxima temperatura del acero, mientras que en general, durante la noche, el acero siempre está más frío que el hormigón. Este hecho es además independiente de la época del año, ya sea invierno o verano, lo cual lleva a una conclusión importante.

Durante todos los días del año, durante las horas del día se produce un gradiente negativo con el acero más caliente que el hormigón superior, mientras que durante la noche siempre se produce un gradiente positivo con el acero más frío que el hormigón (ver ref. [5]).

Por lo tanto, cada día del año, independientemente que sea verano o invierno, se produce la doble curvatura, gradiente negativo durante el día y gradiente positivo durante la noche, lo cual contradice la formulación de acciones térmicas en puentes mixtos empleada en la IAP desde el año 1972 –IAP-72 [6] e IAP-98[2]– donde se hacía siempre, como ya se ha expuesto en apartados anteriores, concomitante el gradiente negativo (con el acero más caliente que el hormigón) con la máxima dilatación, y concomitante con la máxima contracción sólo el gradiente positivo (con el acero más frío que el hormigón).

Este descubrimiento contrastado por los resultados de la instrumentación [5], junto con el mejor ajuste del comportamiento térmico del resto de tableros de hormigón o de acero [4] a la formulación del Eurocódigo [3], ha motivado la adopción de las acciones térmicas del Eurocódigo [3] para la reciente IAP-11 [1], como veremos más adelante.

Los máximos valores observados en [5] de la diferencia de temperatura entre el acero y el hormigón son de +16 °C (durante el día en los meses de invierno) y -8 °C (durante la noche en los meses de verano).

Los valores positivos (acero más caliente) observados son en general siempre mayores que los propuestos por el Eurocódigo EN-1991-1-5 [3] en su planteamiento 2 simplificado para secciones mixtas, en el que se propone el empleo de +10°C.

En la nueva IAP-11 [1] se ha propuesto el empleo de +18°C, valor similar a los históricamente empleados en la IAP-72 [6] y en la IAP-98 [2], y respetar el valor propuesto por el Eurocódigo de -10°C cuando el acero esté más frío que el hormigón.

6. VARIACIÓN UNIFORME DE LA TEMPERATURA SEGÚN IAPF-07 [7]

La “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril IAPF-07” [7], adopta la formulación de las acciones térmicas de la IAP-98 [2], en lo referente a las variaciones uniformes de temperatura de puentes de hormigón o metálicos, arrastrando las mismas carencias descritas en los apartados previos, pero modifica la definición que la IAP-98[2] hacía para puentes mixtos.

La propuesta de la IAPF-07 [7] para la variación uniforme de temperatura de puentes mixtos, rompe con la formulación clásica de IAP-72 [6] (e IAP-98 [2]), en las que se definía una variación térmica de cada sección parcial, y define una única variación térmica uniforme media para cajones mixtos o para vigas mixtas, pero se limita a copiar la formulación de los cajones y vigas metálicas de la IAP-98 [2] respectivamente, cuestión que no es en absoluto congruente.

Tal y como se detalla en la referencia [5], en general, en las secciones de puentes de carretera con simple acción mixta (losa superior de hormigón más acero inferior) bien condicionadas, el valor de la temperatura media equivalente de la sección, está muy condicionada por la temperatura del hormigón, debido la elevada influencia relativa del área de la sección parcial de hormigón frente a la del acero, lo que se traduce en los casos habituales en que $T_{med, equivalente} \approx (65-75\%) \cdot T_{c, losa} + (42-30\%) \cdot T_s$, mientras que en secciones mixtas con doble acción mixta (losa superior, y hormigón de fondo), en zonas de negativos, este valor puede llegar a estar todavía más influido por la temperatura media de las secciones parciales de hormigón, llegando a valores entre $T_{med, equivalente} \approx (75-85\%) \cdot T_{c, media(losa y HF)} + (30-18\%) \cdot T_s$.

En puentes mixtos de ferrocarril, ocurre algo bastante similar, aunque con un muy ligero aumento relativo de la influencia de la temperatura del acero, del orden de un 5 a un 8%, debido a un cierto incremento del área relativa de acero respecto del hormigón total de la sección.

Todo esto nos lleva a que un viaducto mixto tiende a comportarse con oscilaciones térmicas equivalentes del orden del 70% de las de un viaducto de hormigón

y del 35% de un viaducto metálico, lo que confirma esta característica muy favorable de los viaductos mixtos respecto de las deformaciones impuestas por efectos térmicos, al ser muy parecidos a los de hormigón.

Por tanto, independientemente de los resultados de la formulación, que como veremos más adelante se han demostrado además que son inseguros, no tiene sentido igualar las variaciones térmicas en puentes mixtos a las de los puentes metálicos, ya que en las secciones mixtas clásica bien dimensionadas, las variaciones uniformes de temperatura en puentes mixtos deben ser significativamente menores que las de secciones metálicas y por lo tanto mucho más cercanas a las de las secciones de hormigón.

7. COMPONENTE UNIFORME DE LA TEMPERATURA EN PUENTES SEGÚN EL EUROCÓDIGO (EN 1991-1-5:2003)

A los efectos de la obtención de la componente uniforme de temperatura, el Eurocódigo 1 parte 1-5 (EN 1991-1-5) [3] define los tipos de tablero siguientes (tabla 4):

Tabla 4. Tipos de tableros según EN-1991-1-5 [3]

Tipo 1	Tablero de acero	- cajón de acero - celosía o viga armada de acero
Tipo 2	Tablero mixto	
Tipo 3	Tablero de hormigón	- losa de hormigón - viga de hormigón - cajón de hormigón

La componente uniforme de la temperatura, la define el Eurocódigo [3] en función de la temperatura mínima y máxima que el puente alcance. Los valores de las temperatura mínima $T_{e,min}$ y máxima $T_{e,max}$ del puente se obtienen según las ecuaciones (3) y (4) en función de las temperaturas mínima T_{min} y máxima T_{max} del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min} \quad (3)$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} \quad (4)$$

Donde:

T_{min} es el valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

T_{max} es el valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

Con los valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ indicados en la tabla 5.

Tabla 5. Valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura

Tipo de tablero	$\Delta T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{e,max}$ [°C]
Tipo 1: Acero	-3	+16
Tipo 2: Mixto	+4	+4
Tipo 3: Hormigón	+8	+2

Para celosías y vigas armadas de acero, los valores máximos de la tabla 5 para tableros de acero (tipo 1) pueden reducirse en 3°C.

Los valores característicos T_{max} y T_{min} son para una probabilidad anual de ser excedidos de 0,02 (lo que equivale a un periodo de retorno de 50 años, $T=1/p$). Para otras probabilidades anuales de ser excedidos estos valores diferentes de $p=0,02$, se deben de ajustar los valores de $T_{max,p}$ y $T_{min,p}$ según las expresiones siguientes:

$$T_{max,p} = T_{max} \{k_1 - k_2 \ln[-\ln(1-p)]\} \quad (5)$$

$$T_{min,p} = T_{min} \{k_3 + k_4 \ln[-\ln(1-p)]\} \quad (6)$$

Donde:

$$k_1 = 0,781 ; k_2 = 0,056$$

$$k_3 = 0,393 ; k_4 = -0,156$$

En general habrá que corregir los valores de T_{max} y T_{min} (que establezca el Anejo Nacional), para un periodo de retorno de $T=100$ años, con lo que se obtendrá finalmente que $T_{max,(p=0.01)} = 1,038 \cdot T_{max}$ y $T_{min,(p=0.01)} = 1,11 \cdot T_{min}$.

El Eurocódigo 1-1-5 [3] define como T_0 la temperatura inicial del puente en el momento en que la estructura está coaccionada, y recomienda emplear para este valor, que es un parámetro nacional, una temperatura de $T_0=10^\circ\text{C}$, valor que puede ser adecuado para los países del centro o del norte de Europa, pero que para España parece más adecuado tomar un valor de $T_0=15^\circ\text{C}$, como ya proponía la IAP-72 [6] y la IAP-98 [2], y así se ha propuesto como valor del Anejo Nacional y la nueva IAP-11 [1].

Por tanto, el valor característico de la máxima variación de contracción de la componente uniforme de una temperatura del puente, $\Delta T_{N,con}$, la define el Eurocódigo [3] como:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (7)$$

Mientras que el valor característico de la máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente, $\Delta T_{N,exp}$, se define como:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (8)$$

Con lo cual, la variación total de la componente

uniforme de la temperatura del puente es, según Eurocódigo [3]:

$$\Delta T_N = T_{e,m\acute{a}x} - T_{e,m\acute{i}n} \quad (9)$$

Esta sencillísima formulación permite, si se conoce la temperatura neutra, definir con precisión las dilataciones y contracciones del tablero del puente, a diferencia de lo que sucedía en la IAP-98[2].

Además el Eurocódigo de acciones térmicas [3], incluye un criterio muy necesario a la hora del proyecto, considerando un cierto margen de seguridad (que es un parámetro nacional) en las dilataciones o contracciones en función de si se conoce o no la temperatura a la que se vincule el tablero.

Dicho margen de temperatura, finalmente se ha propuesto en el anejo nacional español, y en la nueva IAP-11[1] en función de si a la hora del proyecto se conoce o no la temperatura de montaje del tablero con los criterios siguientes.

- En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, ésta se tomará igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0 = 15^\circ\text{C}$.

Para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación se debe considerar como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con} + 15)^\circ\text{C}$, y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,exp} + 15)^\circ\text{C}$.

(El valor de 15°C adicionales es margen de seguridad que el Eurocódigo permite definir en el anejo nacional)

- Podrá considerarse como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con} + 5)^\circ\text{C}$ y como máxima variación de dilatación el valor de $(\Delta T_{N,exp} + 5)^\circ\text{C}$, en los casos siguientes:
 - En los apoyos, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto reajustar, una vez concluida la ejecución, las holguras de los apoyos para una temperatura igual a T_0 .
 - En el caso de la junta de dilatación, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto realizar una operación de reglado de la misma previamente a su colocación.

Adicionalmente para el cálculo de los recorridos de apoyos y de juntas es necesario tener en cuenta las posibles variaciones de sustentación horizontal del tablero a lo largo de la construcción, puesto que pueden afectar a la magnitud y al sentido de los desplazamientos horizontales a considerar en función de la ubicación del punto fijo en cada fase de construcción.

8. COMPARACIÓN DE LA VARIACIÓN UNIFORME DE TEMPERATURA SEGÚN EUROCÓDIGO (EN-1991-1-5) [3] Y LA IAP-98 [2]

Una vez descritas las formulaciones de las variaciones uniformes de temperatura según la IAP-72 [6], IAP-98[2], IAPF-07 [7], y el Eurocódigo (EN-1991-1-

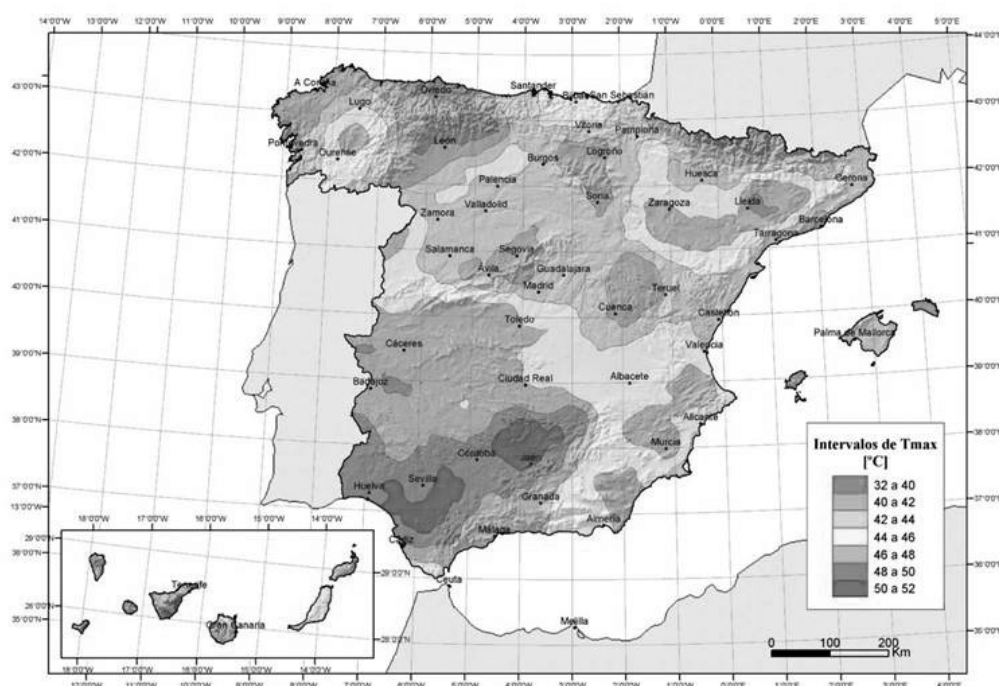


Figura 9. Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} ($^\circ\text{C}$). (Figura E.1 del anejo E del DB SE-AE del CTE-2006 [8])



Figura 10. Zonas climáticas de invierno. (Figura E.2 del anejo E del DB SE-AE del CTE-2006 [8])

Tabla 6. Temperatura mínima anual del aire, T_{\min} (°C). (Tabla E.1 del anejo E del DB SE-AE del CTE-2006 [8])

Altitud [m]	Zona de clima invernal						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

5) [3], en este apartado se comparan los resultados de la aplicación de la variación uniforme de temperatura en tableros de puentes de hormigón, de acero o mixtos siguiendo el Eurocódigo de acciones térmicas (EN 1991-1-5) [3] y la hasta hace poco vigente IAP-98 [2], para diferentes ciudades Españolas representando todo el ámbito geográfico nacional.

8.1. Resultados según Eurocódigo (EN-1991-1-5) [3]

Para poder obtener los valores de la variación total de la componente uniforme de la temperatura ΔT_N (ec. 9), es necesario obtener los valores de las temperatura mínima $T_{e,\min}$ y máxima $T_{e,\max}$ del puente, que se obtienen, como ya se ha descrito, de las ecuaciones (3) y (4) en función de los valores característicos de las temperaturas mínima T_{\min} y máxima T_{\max} del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puen-

te, corregidos según las ecuaciones (5) y (6) para un periodo de retorno de $T=100$ años.

Los valores característicos de las temperaturas mínima T_{\min} y máxima T_{\max} del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente, se obtienen de la nueva IAP-11 [1], valores que se han adoptado del anejo E del DB SE-AE del Código Técnico de la Edificación (CTE-2006) [8].

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{\max} se obtiene de la figura 9.

Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{\min} se tomará el que se deduce de la tabla 6, en función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal que se deduce del mapa de la figura 10. Estos valores son los que se han adoptado en la IAP-11 [1] tomados también del Código Técnico de la Edificación (CTE-2006) [8].

Tabla 7. Temperatura mínimas y máximas del aire a la sombra (°C)

Zona climática T_{max}	Ciudad	Altitud (m) (aprox.)	Zona climática invernal	T_{min} °C	T_{max} °C	$T_{min,p=0.01}$ °C	$T_{max,p=0.01}$ °C
1	Jaén	580	6	-11	51	-12,2	52,9
2	Huelva	19	6	-6	49	-6,7	50,9
	Sevilla	27	6	-6	49	-6,7	50,9
	Córdoba	91	6	-7	49	-7,8	50,9
3	Cáceres	405	4	-10	47	-11,1	48,8
	Badajoz	175	4	-8	47	-8,9	48,8
	Ciudad Real	628	4	-12	47	-13,3	48,8
	Toledo	450	4	-12	47	-13,3	48,8
	Granada	687	6	-12	47	-13,3	48,8
	Málaga	12	6	-6	47	-6,7	48,8
	Zaragoza	247	2	-13	47	-14,4	48,8
4	Albacete	699	5	-16	45	-17,8	46,7
	Bilbao	35	1	-7	45	-7,8	46,7
	Orense	143	1	-9	45	-10,0	46,7
5	Madrid	667	4	-13	43	-14,4	44,6
	Guadalajara	639	4	-13	43	-14,4	44,6
	Valladolid	734	3	-16	43	-17,8	44,6
	Salamanca	782	3	-16	43	-17,8	44,6
6	Cuenca	955	5	-19	41	-21,1	42,6
	Segovia	1005	3	-19	41	-21,1	42,6
	León	913	1	-19	41	-21,1	42,6
	Barcelona	12	2	-11	41	-12,2	42,6
7	A Coruña	57	1	-7	40	-7,8	41,5
	Oviedo	336	1	-11	40	-12,2	41,5

La tabla 7 resume los resultados de los valores característicos de las temperaturas mínima T_{min} y máxima T_{max} del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente, corregidos según las ecuaciones (5) y (6) para un periodo de retorno de $T=100$ años.

Con estos datos, aplicando las ecuaciones (3) y (4) se obtiene los resultados de las temperatura mínima $T_{e,min}$ y máxima $T_{e,max}$ del puente, así como los valores de la variación total de la componente uniforme de la temperatura ΔT_N en función del tipo de tablero, según el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3]. Los resultados se detallan en la tabla 8.

Lo primero que se detecta de la figura 9, y de los resultados de la tabla 8, es que como es lógico, la variación total de la componente uniforme de la temperatura ΔT_N en una sección mixta, tiene resultados sensiblemente menores que los de una sección metálica pura, 19°C menores, y se aproximan mucho más a los de una sección de hormigón pura, con apenas 6°C más, como además así se ha demostrado de observaciones de la instrumentación de temperaturas en puentes mixtos (ver referencia [5]).

Estos resultados son, en general, bastante consecuentes, con los que la antigua IAP-72 [6] proponía para secciones metálicas puras con una variación térmica total de 70°C, aunque ligeramente superiores prácti-

camente en todos los casos (con resultados entre 68 y 84°C). En cambio en secciones de hormigón, los resultados del Eurocódigo (EN-1991-1-5) [3] con valores de ΔT_N entre 44 y 59 °C son ligeramente superiores a los resultados clásicos de IAP-72 [6] que obtenía resultados en el entorno de 34 a 38 °C.

Como se verán más adelante estos valores (tabla 8) se separan mucho de los resultados obtenidos según la IAP-98[2].

8.2. Resultados según IAP-98 [2]

En la tabla 9 se detallan los resultados del incremento uniforme de temperatura (diferencia entre máxima y mínima temperatura del puente) para puentes de hormigón según IAP-98[2], con un canto mínimo, medio, y máximo (ver gráficos de las figuras 2 a 6).

La tabla 10 detalla los resultados del incremento uniforme de temperatura total (diferencia entre máxima y mínima temperatura del puente) para puentes metálicos según IAP-98 [2], con un canto mínimo, medio, y máximo (ver gráficos de las figuras 7 y 8).

Como ya se adelantó, los resultados de las variaciones uniformes de temperatura de las tablas 9 y 10 para secciones de hormigón y metálicas según la IAP-98

Tabla 8. $T_{e,min}$, $T_{e,max}$, y ΔT_N para puentes de acero, mixtos, y de hormigón según EN-1991-1-5 [3]

Ciudad	Tipo 1: Acero			Tipo 2: Mixto			Tipo 3: Hormigón		
	$T_{e,min}$ °C	$T_{e,max}$ °C	ΔT_N °C= $T_{e,max} - T_{e,min}$	$T_{e,min}$ °C	$T_{e,max}$ °C	ΔT_N °C= $T_{e,max} - T_{e,min}$	$T_{e,min}$ °C	$T_{e,max}$ °C	ΔT_N °C= $T_{e,max} - T_{e,min}$
Jaén	-15,2	68,9	84,1	-8,2	56,9	51,5	-4,2	54,9	59,1
Huelva	-9,7	66,9	76,5	-2,7	54,9	57,5	1,3	52,9	51,5
Sevilla	-9,7	66,9	76,5	-2,7	54,9	57,5	1,3	52,9	51,5
Córdoba	-10,8	66,9	77,6	-3,8	54,9	58,6	0,2	52,9	52,6
Cáceres	-14,1	64,8	78,9	-7,1	52,8	59,9	-3,1	50,8	53,9
Badajoz	-11,9	64,8	76,7	-4,9	52,8	57,7	-0,9	50,8	51,7
Ciudad Real	-16,3	64,8	81,1	-9,3	52,8	62,1	-5,3	50,8	56,1
Toledo	-16,3	64,8	81,1	-9,3	52,8	62,1	-5,3	50,8	56,1
Granada	-16,3	64,8	81,1	-9,3	52,8	62,1	-5,3	50,8	56,1
Málaga	-9,7	64,8	74,4	-2,7	52,8	55,4	1,3	50,8	49,4
Zaragoza	-17,4	64,8	82,2	-10,4	52,8	63,2	-6,4	50,8	57,2
Albacete	-20,8	62,7	83,5	-13,8	50,7	64,5	-9,8	48,7	58,5
Bilbao	-10,8	62,7	73,5	-3,8	50,7	54,5	0,2	48,7	48,5
Orense	-13,0	62,7	75,7	-6,0	50,7	56,7	-2,0	48,7	50,7
Madrid	-17,4	60,6	78,1	-10,4	48,6	59,1	-6,4	46,6	53,1
Guadalajara	-17,4	60,6	78,1	-10,4	48,6	59,1	-6,4	46,6	53,1
Valladolid	-20,8	60,6	81,4	-13,8	48,6	62,4	-9,8	46,6	56,4
Salamanca	-20,8	60,6	81,4	-13,8	48,6	62,4	-9,8	46,6	56,4
Cuenca	-24,1	58,6	82,6	-17,1	46,6	63,6	-13,1	44,6	57,6
Segovia	-24,1	58,6	82,6	-17,1	46,6	63,6	-13,1	44,6	57,6
León	-24,1	58,6	82,6	-17,1	46,6	63,6	-13,1	44,6	57,6
Barcelona	-15,2	58,6	73,8	-8,2	46,6	54,8	-4,2	44,6	48,8
A Coruña	-10,8	57,5	68,3	-3,8	45,5	49,3	0,2	43,5	43,3
Oviedo	-15,2	57,5	72,7	-8,2	45,5	53,7	-4,2	43,5	47,7

Tabla 9. ΔT (°C) para puentes de hormigón según IAP-98 [2]

Ciudad	Losa maciza de hormigón			Losa aligerada de hormigón			Cajón de hormigón			Vigas de hormigón Separación 1,5 m			Vigas de hormigón Separación 3,5 m		
	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo
Jaén	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Huelva	38,9	34,0	31,8	37,5	34,3	32,0	37,5	34,8	33,0	36,9	34,7	33,5	38,8	36,4	35,2
Sevilla	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Córdoba	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Cáceres	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Badajoz	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Ciudad Real	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Toledo	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Granada	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Málaga	38,9	34,0	31,8	37,5	34,3	32,0	37,5	34,8	33,0	36,9	34,7	33,5	38,8	36,4	35,2
Zaragoza	42,3	36,9	34,5	40,8	37,3	34,8	40,9	38,0	36,0	40,3	37,8	36,6	42,3	39,6	38,4
Albacete	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Bilbao	28,2	24,6	23,0	27,2	24,9	23,2	26,9	25,0	23,7	26,6	24,9	24,1	27,9	26,2	25,3
Orense	34,6	30,2	28,2	33,3	30,5	28,4	33,2	30,8	29,2	32,7	30,7	29,7	34,3	32,2	31,2
Madrid	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Guadalajara	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Valladolid	42,3	36,9	34,5	40,8	37,3	34,8	40,9	38,0	36,0	40,3	37,8	36,6	42,3	39,6	38,4
Salamanca	42,3	36,9	34,5	40,8	37,3	34,8	40,9	38,0	36,0	40,3	37,8	36,6	42,3	39,6	38,4
Cuenca	45,2	39,4	36,9	43,5	39,9	37,2	43,7	40,6	38,5	43,1	40,4	39,1	45,2	42,4	41,0
Segovia	42,3	36,9	34,5	40,8	37,3	34,8	40,9	38,0	36,0	40,3	37,8	36,6	42,3	39,6	38,4
León	42,3	36,9	34,5	40,8	37,3	34,8	40,9	38,0	36,0	40,3	37,8	36,6	42,3	39,6	38,4
Barcelona	38,9	34,0	31,8	37,5	34,3	32,0	37,5	34,8	33,0	36,9	34,7	33,5	38,8	36,4	35,2
A Coruña	28,2	24,6	23,0	27,2	24,9	23,2	26,9	25,0	23,7	26,6	24,9	24,1	27,9	26,2	25,3
Oviedo	28,2	24,6	23,0	27,2	24,9	23,2	26,9	25,0	23,7	26,6	24,9	24,1	27,9	26,2	25,3

Tabla 10. ΔT (°C) para puentes metálicos según IAP-98 [2]

Ciudad	Cajón metálico			Vigas metálicas		
	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo
Jaén	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Huelva	50,0	47,7	46,4	49,0	46,6	45,3
Sevilla	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Córdoba	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Cáceres	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Badajoz	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Ciudad Real	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Toledo	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Granada	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Málaga	50,0	47,7	46,4	49,0	46,6	45,3
Zaragoza	53,5	51,0	49,6	52,3	49,8	48,4
Albacete	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Bilbao	38,7	36,9	35,9	38,2	36,3	35,3
Orense	45,5	43,3	42,2	44,7	42,5	41,3
Madrid	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Guadalajara	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Valladolid	53,5	51,0	49,6	52,3	49,8	48,4
Salamanca	53,5	51,0	49,6	52,3	49,8	48,4
Cuenca	56,4	53,6	52,2	55,1	52,4	50,9
Segovia	53,5	51,0	49,6	52,3	49,8	48,4
León	53,5	51,0	49,6	52,3	49,8	48,4
Barcelona	50,0	47,7	46,4	49,0	46,6	45,3
A Coruña	38,7	36,9	35,9	38,2	36,3	35,3
Oviedo	38,7	36,9	35,9	38,2	36,3	35,3

Tabla 11. Diferencia entre los valores de la tabla 8 (EN-1991-1-5 [3]) y los resultados de la tabla 9 (IAP-98 [2]) para puentes de hormigón

Ciudad	Losa maciza de hormigón			Losa aligerada de hormigón			Cajón de hormigón			Vigas de hormigón Separación 1,5 m			Vigas de hormigón Separación 3,5 m		
	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo	Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo
Jaén	14,0	19,7	<u>22,3</u>	15,6	19,3	<u>22,0</u>	15,4	18,5	<u>20,6</u>	16,1	18,8	<u>20,1</u>	14,0	16,8	18,1
Huelva	12,6	17,6	19,8	14,0	17,2	19,5	14,0	16,7	18,5	14,6	16,9	18,0	12,8	15,2	16,3
Sevilla	6,3	12,1	14,7	8,0	11,7	14,4	7,8	10,9	13,0	8,5	11,1	12,4	6,3	9,1	10,5
Córdoba	7,4	13,2	15,8	9,1	12,8	15,5	8,9	12,0	14,1	9,6	12,2	13,6	7,5	10,2	11,6
Cáceres	8,7	14,5	17,0	10,4	14,0	16,7	10,2	13,3	15,4	10,8	13,5	14,8	8,7	11,5	12,9
Badajoz	6,5	12,2	14,8	8,2	11,8	14,5	8,0	11,1	13,2	8,6	11,3	12,6	6,5	9,3	10,6
Ciudad Real	10,9	16,7	19,3	12,6	16,3	18,9	12,4	15,5	17,6	13,1	15,7	17,0	10,9	13,7	15,1
Toledo	10,9	16,7	19,3	12,6	16,3	18,9	12,4	15,5	17,6	13,1	15,7	17,0	10,9	13,7	15,1
Granada	10,9	16,7	19,3	12,6	16,3	18,9	12,4	15,5	17,6	13,1	15,7	17,0	10,9	13,7	15,1
Málaga	10,5	15,5	17,7	12,0	15,1	17,4	12,0	14,6	16,4	12,5	14,8	15,9	10,7	13,1	14,3
Zaragoza	14,9	<u>20,3</u>	<u>22,7</u>	16,4	19,9	<u>22,4</u>	16,3	19,3	<u>21,2</u>	17,0	19,4	<u>20,7</u>	15,0	17,6	18,9
Albacete	13,3	19,0	<u>21,6</u>	15,0	18,6	<u>21,3</u>	14,8	17,9	<u>20,0</u>	15,4	18,1	19,4	13,3	16,1	17,5
Bilbao	<u>20,2</u>	<u>23,8</u>	<u>25,5</u>	<u>21,3</u>	<u>23,6</u>	<u>25,3</u>	<u>21,6</u>	<u>23,5</u>	<u>24,8</u>	<u>21,9</u>	<u>23,6</u>	<u>24,4</u>	<u>20,6</u>	<u>22,3</u>	<u>23,2</u>
Orense	16,1	<u>20,5</u>	<u>22,5</u>	17,4	<u>20,2</u>	<u>22,3</u>	17,5	19,9	<u>21,5</u>	18,0	<u>20,0</u>	<u>21,0</u>	16,4	18,5	19,5
Madrid	7,9	13,6	16,2	9,6	13,2	15,9	9,4	12,5	14,6	10,0	12,7	14,0	7,9	10,7	12,0
Guadalajara	7,9	13,6	16,2	9,6	13,2	15,9	9,4	12,5	14,6	10,0	12,7	14,0	7,9	10,7	12,0
Valladolid	14,1	19,5	<u>21,9</u>	15,6	19,1	<u>21,6</u>	15,5	18,4	<u>20,4</u>	16,1	18,6	19,8	14,1	16,8	18,0
Salamanca	14,1	19,5	<u>21,9</u>	15,6	19,1	<u>21,6</u>	15,5	18,4	<u>20,4</u>	16,1	18,6	19,8	14,1	16,8	18,0
Cuenca	12,5	18,2	<u>20,8</u>	14,1	17,8	<u>20,5</u>	13,9	17,0	19,1	14,6	17,3	18,6	12,5	15,3	16,6
Segovia	15,3	<u>20,7</u>	<u>23,1</u>	16,9	<u>20,3</u>	<u>22,8</u>	16,8	19,7	<u>21,6</u>	17,4	19,9	<u>21,1</u>	15,4	18,0	19,3
León	15,3	<u>20,7</u>	<u>23,1</u>	16,9	<u>20,3</u>	<u>22,8</u>	16,8	19,7	<u>21,6</u>	17,4	19,9	<u>21,1</u>	15,4	18,0	19,3
Barcelona	9,8	14,8	17,0	11,3	14,4	16,7	11,3	13,9	15,7	11,8	14,1	15,2	10,0	12,4	13,6
A Coruña	15,1	18,7	<u>20,3</u>	16,1	18,4	<u>20,1</u>	16,4	18,3	19,6	16,7	18,4	19,2	15,4	17,1	18,0
Oviedo	19,5	<u>23,1</u>	<u>24,7</u>	<u>20,5</u>	<u>22,8</u>	<u>24,5</u>	<u>20,8</u>	<u>22,7</u>	<u>24,0</u>	<u>21,2</u>	<u>22,8</u>	<u>23,6</u>	19,9	<u>21,6</u>	<u>22,4</u>

Tabla 12. Diferencia entre los valores de la tabla 8 (EN-1991-1-5 [3]) y los resultados de la tabla 10 (IAP-98 [2]) para puentes metálicos

Ciudad	Cajón metálico		Canto máximo	Vigas metálicas		
	Canto mínimo	Canto medio		Canto mínimo	Canto medio	Canto máximo
Jaén	<u>27,8</u>	<u>30,5</u>	<u>31,9</u>	<u>29,1</u>	<u>31,8</u>	<u>33,3</u>
Huelva	<u>26,5</u>	<u>28,9</u>	<u>30,2</u>	<u>27,5</u>	<u>29,9</u>	<u>31,2</u>
Sevilla	<u>20,2</u>	<u>22,9</u>	<u>24,3</u>	<u>21,5</u>	<u>24,1</u>	<u>25,6</u>
Córdoba	<u>21,3</u>	<u>24,0</u>	<u>25,4</u>	<u>22,6</u>	<u>25,2</u>	<u>26,7</u>
Cáceres	<u>22,5</u>	<u>25,3</u>	<u>26,6</u>	<u>23,8</u>	<u>26,5</u>	<u>28,0</u>
Badajoz	<u>20,3</u>	<u>23,1</u>	<u>24,4</u>	<u>21,6</u>	<u>24,3</u>	<u>25,8</u>
Ciudad Real	<u>24,7</u>	<u>27,5</u>	<u>28,9</u>	<u>26,0</u>	<u>28,7</u>	<u>30,2</u>
Toledo	<u>24,7</u>	<u>27,5</u>	<u>28,9</u>	<u>26,0</u>	<u>28,7</u>	<u>30,2</u>
Granada	<u>24,7</u>	<u>27,5</u>	<u>28,9</u>	<u>26,0</u>	<u>28,7</u>	<u>30,2</u>
Málaga	<u>24,4</u>	<u>26,8</u>	<u>28,1</u>	<u>25,4</u>	<u>27,8</u>	<u>29,2</u>
Zaragoza	<u>28,7</u>	<u>31,2</u>	<u>32,6</u>	<u>29,9</u>	<u>32,4</u>	<u>33,9</u>
Albacete	<u>27,1</u>	<u>29,9</u>	<u>31,2</u>	<u>28,4</u>	<u>31,1</u>	<u>32,6</u>
Bilbao	<u>34,8</u>	<u>36,6</u>	<u>37,6</u>	<u>35,3</u>	<u>37,2</u>	<u>38,2</u>
Orense	<u>30,2</u>	<u>32,4</u>	<u>33,5</u>	<u>31,0</u>	<u>33,2</u>	<u>34,4</u>
Madrid	<u>21,7</u>	<u>24,5</u>	<u>25,8</u>	<u>23,0</u>	<u>25,7</u>	<u>27,2</u>
Guadalajara	<u>21,7</u>	<u>24,5</u>	<u>25,8</u>	<u>23,0</u>	<u>25,7</u>	<u>27,2</u>
Valladolid	<u>27,9</u>	<u>30,4</u>	<u>31,8</u>	<u>29,1</u>	<u>31,6</u>	<u>33,0</u>
Salamanca	<u>27,9</u>	<u>30,4</u>	<u>31,8</u>	<u>29,1</u>	<u>31,6</u>	<u>33,0</u>
Cuenca	<u>26,3</u>	<u>29,0</u>	<u>30,4</u>	<u>27,6</u>	<u>30,3</u>	<u>31,8</u>
Segovia	<u>29,2</u>	<u>31,7</u>	<u>33,1</u>	<u>30,3</u>	<u>32,9</u>	<u>34,3</u>
León	<u>29,2</u>	<u>31,7</u>	<u>33,1</u>	<u>30,3</u>	<u>32,9</u>	<u>34,3</u>
Barcelona	<u>23,8</u>	<u>26,1</u>	<u>27,4</u>	<u>24,7</u>	<u>27,1</u>	<u>28,5</u>
A Coruña	<u>29,6</u>	<u>31,4</u>	<u>32,4</u>	<u>30,1</u>	<u>32,0</u>	<u>33,0</u>
Oviedo	<u>34,1</u>	<u>35,9</u>	<u>36,9</u>	<u>34,6</u>	<u>36,4</u>	<u>37,5</u>

[2] son, en general, muy inferiores a los resultados obtenidos según el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3].

La aplicación de la IAP-98 [2] para secciones mixtas con una variación uniforme de la temperatura de en el hormigón y de $\pm 35^{\circ}\text{C}$ en el acero, respecto de una temperatura neutra de 15°C , implica para secciones mixtas normales bien condicionadas, resultados entre ± 19 y $\pm 23^{\circ}\text{C}$, lo cual implica una variación total uniforme de temperatura de unos 38 a 46°C .

8.3. Comparación relativa de los resultados obtenidos según el Eurocódigo (EN-1991-1-5) [3] y la IAP-98 [2]

La tabla 11 representa la diferencia entre los resultados obtenidos con el Eurocódigo (EN-1991-1-5) [3] (tabla 8) y la IAP-98[2] (tabla 9) para la variación total de la componente uniforme de la temperatura ΔT_N para puentes de hormigón.

En la tabla 11 la diferencia entre los resultados obtenidos con el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3] y la IAP-98 [2] para la variación total de la componente uniforme de la temperatura ΔT_N se representan en cursiva cuando la diferencia, siempre positiva, se encuentra entre 0 y 10°C , en texto normal cuando la diferencia se encuentra entre 10 y 20°C , y en negrita y subrayado cuando dicha diferencia supera los 20°C .

De un vistazo general a la tabla anterior (Tabla 11), se puede apreciar cómo el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3], conduce a resultados siempre superiores a los de la IAP-98 [2], con resultados en general entre 6 y 26°C mayores para puentes de hormigón.

De manera análoga al caso de secciones de hormigón, la tabla 12 representa la diferencia entre los resultados obtenidos con el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3] (tabla 8) y la IAP-98[2] (tabla 10) para la variación total de la componente uniforme de la temperatura ΔT_N para puentes metálicos.

De un vistazo general a la Tabla 12, se puede apreciar que al aplicar el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3], la variación de temperatura uniforme en secciones metálicas conduce a resultados muy superiores que los de la IAP-98[2], con resultados en entre 20 y 38°C mayores para puentes metálicos.

Así mismo los resultados de la variación uniforme de temperatura al aplicar el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3] para secciones mixtas, con resultados de ΔT_N entre 49 y 66°C (ver tabla 8), lleva a resultados mucho mayores que los que se obtienen al aplicar la IAP-98[2] con resultados habituales entre 38 y 46°C .

Estas comparaciones hacen evidente dudar de los resultados que se obtienen al aplicar la formulación

Tabla 13. Valor de la dilatación $\Delta T_{N,exp}$ y contracción $\Delta T_{N,con}$ para puentes de acero, mixtos, y de hormigón según Eurocódigo (EN-1991-1-5) [3], calculados con $T_0=15^\circ\text{C}$

Ciudad	Tipo 1 Acero		Tipo 2 Mixto		Tipo 3 Hormigón	
	$\Delta T_{N,con}$ °C	$\Delta T_{N,exp}$ °C	$\Delta T_{N,con}$ °C	$\Delta T_{N,exp}$ °C	$\Delta T_{N,con}$ °C	$\Delta T_{N,exp}$ °C
Jaén	30,2	53,9	23,2	41,9	19,2	39,9
Huelva	24,7	51,9	17,7	39,9	13,7	37,9
Sevilla	24,7	51,9	17,7	39,9	13,7	37,9
Córdoba	25,8	51,9	18,8	39,9	14,8	37,9
Cáceres	29,1	49,8	22,1	37,8	18,1	35,8
Badajoz	26,9	49,8	19,9	37,8	15,9	35,8
Ciudad Real	31,3	49,8	24,3	37,8	20,3	35,8
Toledo	31,3	49,8	24,3	37,8	20,3	35,8
Granada	31,3	49,8	24,3	37,8	20,3	35,8
Málaga	24,7	49,8	17,7	37,8	13,7	35,8
Zaragoza	32,4	49,8	25,4	37,8	21,4	35,8
Albacete	35,8	47,7	28,8	35,7	24,8	33,7
Bilbao	25,8	47,7	18,8	35,7	14,8	33,7
Orense	28,0	47,7	21,0	35,7	17,0	33,7
Madrid	32,4	45,6	25,4	33,6	21,4	31,6
Guadalajara	32,4	45,6	25,4	33,6	21,4	31,6
Valladolid	35,8	45,6	28,8	33,6	24,8	31,6
Salamanca	35,8	45,6	28,8	33,6	24,8	31,6
Cuenca	39,1	43,6	32,1	31,6	28,1	29,6
Segovia	39,1	43,6	32,1	31,6	28,1	29,6
León	39,1	43,6	32,1	31,6	28,1	29,6
Barcelona	30,2	43,6	23,2	31,6	19,2	29,6
A Coruña	25,8	42,5	18,8	30,5	14,8	28,5
Oviedo	30,2	42,5	23,2	30,5	19,2	28,5

de acciones térmicas de la IAP-98[2], con resultados muy inferiores a los del Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3].

Además de la constatación de que la formulación de acciones térmicas de la IAP-98 [2] lleva a resultados muy inferiores a los del Eurocódigo [3], la IAP-98 [2] presenta otro inconveniente a la hora de la consideración de las variaciones uniformes de temperatura para el dimensionamiento de apoyos y juntas en un puente.

Tal y como se ha descrito en el apartado 4 de este artículo, la IAP-98 [2] sólo define la variación uniforme de temperatura total, pero no diferencia qué parte de esta variación de temperatura se debe a una dilatación y cuál a una contracción respecto de una temperatura de fijación del tablero sobre la subestructura, hecho que ha motivado que en la práctica, en la mayoría de las ocasiones los proyectistas hayan empleado para los cálculos valores de la dilatación y de la contracción poco conservadores.

Al no estar tipificado este criterio en la antigua normativa española, quedaba libre a decisión del proyectista, lo cual ha ocasionado que en muchos casos directamente no se considerase, o bien que en otros no fuera suficientemente conservadora. Si adicionamos este hecho a que además el valor de la variación total de temperatura de la IAP-98 [2] se ha demostrado inseguro, ha llevado a que los valores empleados en el cálculo de los movimientos impuestos por efectos térmicos para el dimen-

sionamiento de apoyos y juntas haya sido en muchas ocasiones muy poco conservador llegando a producir patologías en apoyos y juntas con bastante frecuencia.

En cambio, el Eurocódigo de acciones térmicas (EN-1991-1-5) [3], y la nueva IAP-11 [1] sí contemplan, como se ha descrito al final del apartado 7, valores diferentes para la variación uniforme de temperatura de dilatación y de contracción, incluyendo criterios de márgenes de temperatura a considerar para la obtención de las dilataciones y contracciones en función de si se conoce la temperatura de vinculación del tablero a la subestructura o no.

La tabla 13 resume los resultados a aplicar la formulación del Eurocódigo para la obtención de las dilataciones y contracciones, según las ecuaciones 7 y 8 referidas a la temperatura neutra $T_0=15^\circ\text{C}$.

Como se puede apreciar de los resultados obtenidos en la tabla 13, los valores de las dilataciones son en general bastante mayores que los de las contracciones (llegando a ser casi hasta el doble en algunos casos), a diferencia de lo que ocurría con la IAP-98[2], referidos siempre a los 15°C de temperatura neutra.

Como ya se ha descrito, para realizar el proyecto de apoyos o juntas es necesario considerar adicionado a los resultados de la tabla 13, los márgenes de temperatura de $+15^\circ\text{C}$ ó $+5^\circ\text{C}$ descritos en el final del apartado 7 en función de si se conoce la temperatura a la que se vincula el tablero o no.

Teniendo en cuenta estos márgenes y aplicando los resultados de la formulación del Eurocódigo [3], adoptada en la nueva IAP-11[1], se llega a resultados que permiten realizar el dimensionamiento de apoyos y juntas con garantías.

9. CONCLUSIONES

Como se ha comprobado del análisis normativo realizado, los resultados de las variaciones uniformes de temperatura obtenidas según la IAP-98 [2] son muy inferiores de los resultados obtenidos según Eurocódigo de acciones térmicas [3] y, tal y como se ha podido comprobar del análisis de la instrumentación de una serie de puentes, en muchos casos queda del lado de la inseguridad [4].

En general, la formulación del Eurocódigo de acciones térmicas (EN 1991-1-1-5) [3] para la obtención de la variación uniforme de temperatura en un tablero, se adecúa muy bien a los resultados reales obtenidos de la instrumentación de temperaturas analizada en una serie de puentes, tanto en tableros de hormigón (losas, y cajones), como en tableros mixtos, o incluso de acero. Así mismo permite diferenciar entre dilataciones y contracciones referidas a una temperatura neutra, y fija criterios razonables de seguridad para el proyecto en función de si se conoce o no la temperatura a la que se vincula el tablero a los apoyos o las juntas.

Todos estos motivos han justificado la adopción en la nueva IAP-11 [1] de la formulación de las acciones térmicas para las variaciones uniformes de temperatura del Eurocódigo 1 parte 1-5 [3].

REFERENCIAS

[1] IAP-11. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Planificación e

Infraestructuras. Secretaría de Infraestructuras. Dirección General de Carreteras, Orden 2842/2011 de 29 de Septiembre de 2011.

[2] IAP-98. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras, Orden de 12 de Febrero de 1998.

[3] EN 1991-1-5. *Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-5: General Actions-Thermal actions*. Brussels: CEN, 2003.

[4] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J.L. "Variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de los resultados de la instrumentación de tableros con la normativa española y el Eurocódigo de acciones térmicas". *Hormigón y Acero*, Octubre-Diciembre 2013, vol. 64, nº 270 (Pendiente de publicar).

[5] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J.L. "Análisis de la instrumentación de temperaturas del viaducto mixto de alta velocidad "Arroyo las Piedras". *Hormigón y Acero*, Octubre-diciembre 2010, vol. 61, nº 258, p. 81-97.

[6] IAP-72. *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas, Orden de 28 de Febrero de 1972.

[7] IAPF-07. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Madrid: Ministerio de Fomento, Orden 3671/2007 de 24 de Septiembre, BOE 17 diciembre de 2007.

[8] Código Técnico de la Edificación (CTE). *Seguridad Estructural: Bases de Cálculo y acciones en la Edificación*. Madrid: Ministerio de Vivienda; Boletín Oficial del Estado, 2006. Libro 2. ISBN: 84-340-1635-4.

Última monografía publicada

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 22

M

**Proyecto de estructuras
de hormigón frente
a los efectos de las
deformaciones
impuestas**

Grupo de trabajo 5/5
"Deformaciones impuestas"

ACHE

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

Protocolo técnico de actuación tras los terremotos en Lorca del 11 de mayo de 2011

Technical protocol for action following the earthquakes of May 11, 2011 in Lorca

Juan Roldán Ruiz⁽¹⁾, Sergio Carrillo Martínez⁽²⁾, Jerónimo Granados González⁽²⁾, Diego Ruiz López⁽³⁾ y Francisco José Sánchez Medrano⁽³⁾

Recibido | Received: 07-09-2012
Aceptado | Accepted: 22-05-2013

Resumen

La participación del grupo TECNOS en las labores de coordinación y evaluación inmediata de más de 4.500 edificaciones en Lorca tras los terremotos de mayo de 2011 nos ha proporcionado un conjunto documental que generó un avance de Protocolo Técnico de Actuación tras Terremotos (PTAT), basado en nuestras experiencias y que puede servir de referencia, mejorándolo, completándolo o adaptándolo, para futuras acciones.

En especial, se pretende su consideración en los Grupos de Evaluación Sísmica contemplados en el actual Plan SISMIMUR-06, ahora en periodo de revisión por la Comisión creada al efecto bajo la coordinación de la Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias dependiente de la Consejería de Presidencia de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, a la que pertenece el grupo de investigación TECNOS-UCAM.

Palabras clave: terremoto, Lorca, intensidad sísmica, evaluación sísmica, protocolo tras terremotos.

Abstract

The participation of the TECNOS group in the tasks of coordination and immediate evaluation of more than 4 500 buildings in Lorca after the earthquakes of May 2011 has provided a set of documents and information that will permit improvements in the Technical Protocol for Action after Earthquakes and will serve as a reference, by improving, supplementing or adapting future actions.

These will be particularly useful for the Seismic Evaluation Groups referred to in the current SISMIMUR-06 Plan, now under revision by the Commission founded for that purpose and coordinated by the General Directorate for Civil Defence and Emergencies (Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias), which answers to the Council for the President of the Autonomous Community of Murcia (Consejería de Presidencia de la Comunidad Autónoma de Murcia), of which the TECNOS-UCAM research group forms part.

Keywords: earthquake, Lorca, seismic intensity, seismic evaluation, post-earthquakes protocol.

(1) Dr. Arquitecto. IP del grupo de investigación TECNOS. Cátedra de Estructuras Arquitectónicas de la Universidad Católica San Antonio de Murcia (UCAM) (Murcia, España)

(2) Arquitecto. Miembro del grupo TECNOS-UCAM. Universidad Católica San Antonio de Murcia (Murcia, España)

(3) Colaborador del grupo TECNOS-UCAM. Universidad Católica San Antonio de Murcia (Murcia, España)

Persona de contacto / Corresponding author: jroldan@ucam.edu

1. INTRODUCCIÓN

A las pocas horas de los terremotos del 11 de mayo de 2011 en Lorca se pusieron en marcha una serie de mecanismos, unos ya previstos y otros con ciertos ajustes, que generaron una respuesta inmediata de muchos agentes. Entre ellos, el grupo de técnicos fue muy numeroso, lo que permitió evaluar las edificaciones dañadas muy rápidamente: en unos días se anunciaba la evaluación de unas 4.500 edificaciones (finalmente unas 6.500) [1], lo que puede dar una idea de la rapidez con que se actuó.

Por otro lado, la Región de Murcia contaba desde 2006 con un plan de respuesta, el Plan SISMIMUR-06 [2], homologado por la Comisión Nacional de Protección Civil el 18 de julio de 2006 y elaborado bajo la coordinación de la Dirección General de Protección Civil de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, con la participación de notables agentes externos. Este plan se activó inmediatamente y fue el que permitió una labor ágil y coordinada desde los puestos de mando y de responsabilidad, instalados en el propio Ayuntamiento de Lorca.

Sin embargo, tras todo el proceso de emergencia y evaluación posterior, ampliamente desarrollado en [3], surgen incertidumbres cuyo análisis y deducción deben ayudarnos a mejorar futuras respuestas. Así, siendo la respuesta de las edificaciones el tema técnico central para evaluar nuevos sistemas de actuación frente a situaciones futuras y similares, no deja de ser menos importante la respuesta que dan las personas frente a este tipo de catástrofes y ante los aspectos técnicos que las bordean. En este sentido, puesto que en otros ya hay análisis psicológicos y antropológicos que han abordado el comportamiento de los individuos y el grupo, y lo seguirán haciendo, nos parece oportuno exponer dos aspectos esenciales de nuestra experiencia lorquina: describir la percepción que tuvimos de la respuesta social en los distintos momentos vividos y, dejar constancia de las acciones técnicas llevadas a cabo para futuros protocolos técnicos de actuación que se intuyen como imprescindibles para que la rapidez con la que se desarrollaron los acontecimientos vaya, también, acompañada de la máxima eficacia.

2. RESPUESTA SOCIAL TRAS LOS TERREMOTOS

Es importante distinguir la respuesta de, al menos, tres grupos de personas (Figura 1): los auxiliares formados (Cuerpos de Seguridad, Bomberos, UME, ONGs, voluntarios organizados, etc.), la ciudadanía en general y los delincuentes habituales (o sinvergüenzas) tanto individuales como en grupo. Por otro lado, el análisis o la respuesta no es la misma en los primeros días que en los ya avanzados. Así:

- El grupo de auxiliares formados parte de un nivel de solidaridad generalmente más alto que el medio

de la ciudadanía global, y en los primeros días, en torno a los dos primeros, su predisposición solidaria se eleva casi linealmente hasta alcanzar un máximo durante la primera semana. Después, se va generando un ligero descenso, poco significativo, y se mantiene en unas cotas de solidaridad dignas de mención, incluso pasados varios meses. La dedicación de algunos de los intervinientes comportó una y otra vez riesgos personales en no pocas ocasiones, por lo que el agradecimiento a quien ofrece todo lo que puede en ayuda de los demás, siempre debe recibir un alto reconocimiento.

- La ciudadanía en general, durante los primeros días, no digamos el primero, aun partiendo de niveles solidarios inferiores a los de los auxiliares formados, rápidamente alcanza y llega a superar a aquéllos, con muestras desinteresadas, con riesgo de su integridad física, con predominio de lo colectivo frente a lo individual, etc. Sin embargo, tal situación alcanza un máximo entre el segundo y tercer día y comienza una pendiente descendente brusca, donde lo solidario pasa a ser secundario y prima el interés cercano, probablemente entendible una vez que se es consciente del problema en primera persona, o en la afición a los familiares más próximos. Durante la semana siguiente los niveles descienden a umbrales no habituales, inferiores a los medios del inicio, coincidiendo con el desembarco en la zona de las pólizas de seguros, las empresas constructoras, los técnicos, los agravios comparativos, el orden de prioridades, etc. No obstante, en las semanas siguientes, la curva se va alternando, subiendo y bajando en solidaridad, con tendencia a la normalidad en un periodo de meses, y puede que de años.
- Existe un tercer grupo de personas, que no pueden ser obviadas, y que representan un variado sector de grupos de desalmados tanto a nivel individual como de colectivos organizados. Durante los primeros días, el primero o como mucho hasta el segundo, la delincuencia parece tener adormecida su finalidad principal y, a pesar de partir de niveles más bajos que en la ciudadanía en general, su solidaridad aumenta o al menos no aparece como extorsionadora. Sin embargo, esta situación dura muy poco y rápidamente durante la semana siguiente se dan todo tipo de situaciones: robos, engaños, timos, saqueos, etc. Las acciones de la delincuencia, igual que con el resto de los grupos, se van apaciguando durante los meses siguientes sobre todo con la certera intervención de la policía y la vuelta al estado de derecho, nunca abandonado pero con momentos de algún olvido.

Según lo dicho, y como se puede apreciar en las curvas de la Figura 1, se pueden prever tres periodos en todo el proceso:

1. El periodo de fortalecimiento, donde casi todos aportan ayuda, sólo se plantean formas de solucio-

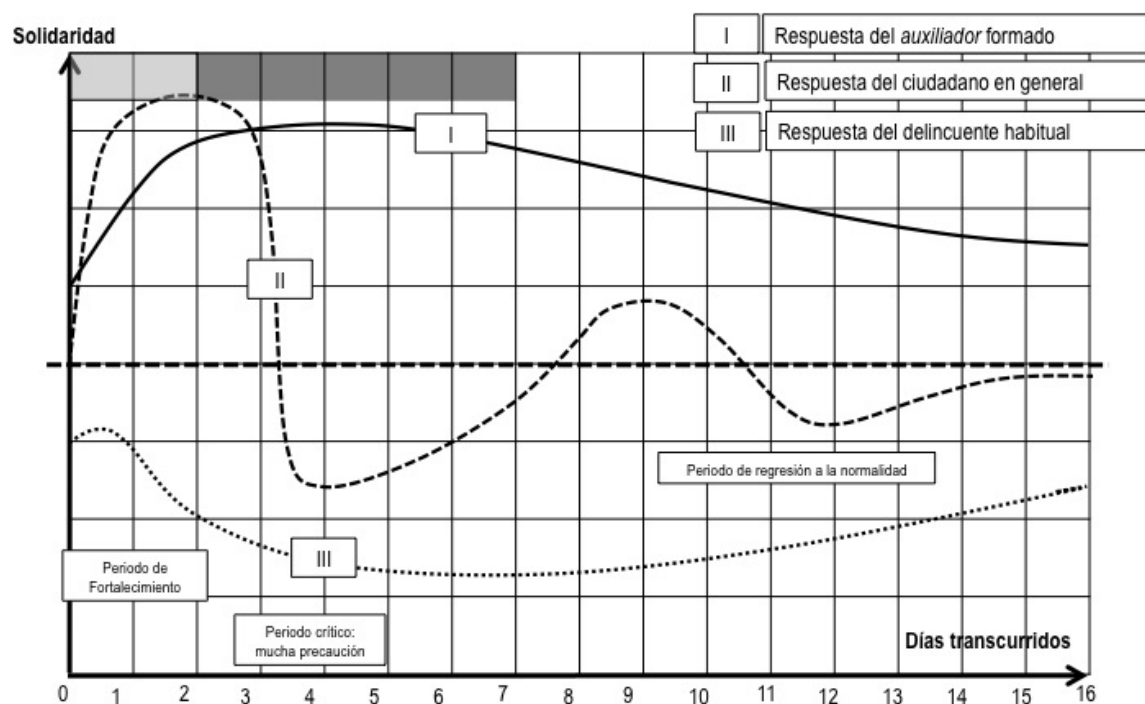


Figura 1. Curvas de respuesta solidaria. Experiencia lorquina

nar los innumerables problemas con que se cuenta. Es un periodo corto, uno o dos días, pero muy útil para orientar adecuadamente los restantes, especialmente el que sigue a los pocos días.

2. El segundo periodo es un momento crítico, donde la prudencia debe presidir la toma de decisiones. Abarca en torno a una semana, y coincide con un conjunto de perturbaciones ajenas a los efectos físicos del terremoto y más bien vinculadas con las respuestas sociales derivadas de él. Es el momento en el que los implicados empiezan a medir las consecuencias directas e indirectas del terremoto, donde las víctimas han generado el dolor real de la pérdida más allá del impacto inmediato, donde el reposo de la desgracia enciende el choque de intereses, donde hacen acto de aparición multitud de agentes de muy diversa calaña: seguros, empresas, técnicos, salvadores, gestores, orientadores, etc.
3. El último periodo abarca muchos meses, e incluso puede que años, se trata del periodo de regresión a la normalidad. Los auxiliadores formados van acomodando su situación a lo habitual, la ciudadanía da bandazos solidarios de uno y otro signo, y la delincuencia empieza a actuar como lo hacía antes del terremoto. Sólo algunos grupos aislados mantienen estrategias especiales si bien quedan más cercanas al mundo socio-político que al técnico.

3. PROTOCOLO TÉCNICO DE ACTUACIÓN

La experiencia en Lorca, y en otros lugares, nos debe animar a generar protocolos que en el ámbito de la intervención técnica permitan reducir los niveles de

improvisación a los justamente tolerables. Ésta es una de las intenciones, entre otras, de la reciente Comisión de Revisión del Plan SISMIMUR-06 generada en el seno de la Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias dependiente de la Consejería de Presidencia de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, en la que están presentes, además de la propia Administración, varias Organizaciones Profesionales y las Universidades de la Región.

La participación técnica en el actual Plan SISMIMUR-06 está prevista, fundamentalmente, en el apartado 7.8.2 destinado al Grupo de Evaluación Sísmica (GES, Figura 2), en el que se desarrollan quiénes lo integran y sus funciones. Quizás, la intención de dotar al GES de un Protocolo Técnico de Actuación tras Terremotos (PTAT) completaría el Plan SISMIMUR en aquello que se ha podido comprobar que es necesario.

Con base en lo indicado, exponemos a continuación el protocolo que el grupo TECNOS ha seguido en muchas de nuestras intervenciones, que fueron actividades al margen y/o añadidas a las ya contempladas en el apartado 7.8.2 del Plan SISMIMUR-06, especialmente las posteriores a la fase de evaluación de emergencia e inmediata (Fase 0), ya que en ésta nuestra participación estuvo bajo la dirección del Coordinador del Puesto de Mando Avanzado dependiente de la Dirección General de Vivienda, Arquitectura y Urbanismo, tal y como determina el propio Plan SISMIMUR. La organización general del protocolo seguido se ha reproducido en el esquema de la Figura 3 y trae como intención general que sirva de referencia para quien lo quiera aplicar, adaptar, modificar, completar y/o mejorar en aras de un final que pueda ser asumido, entre otros, en la futura adaptación del Plan SISMIMUR-06.

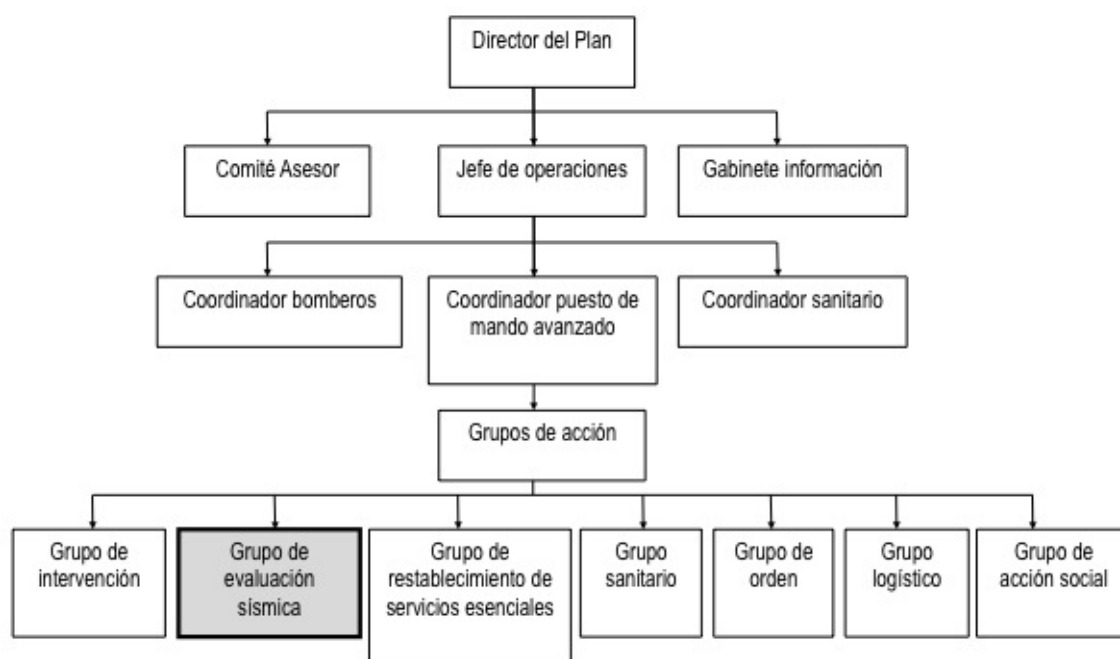


Figura 2. Esquema de la estructura y organización del Plan SISMIMUR

El protocolo se centra en la intervención técnica y consta de 5 Fases (0, 1, 2, 3 y 4), que abarcan desde el momento inmediato tras el terremoto hasta la ejecución de las obras necesarias para reparar los daños causados (Figura 3). Se excluye del protocolo la que podríamos denominar Fase 5 que consistiría en todo el proceso encaminado a la consolidación sísmica global de las edificaciones frente a futuros terremotos, pues tal acción debe estar a los criterios de la legislación vigente, no sólo sísmica, al implicar otros factores de índole económica, gestión promocional, derechos de propiedad privada y colectiva, etc., ajenos al protocolo en cuestión. Las cinco fases anunciadas son:

- Fase 0: evaluación de emergencia e inmediata
- Fase 1: revisión del apuntalamiento
- Fase 2: intervenciones urgentes
- Fase 3: evaluación pormenorizada
- Fase 4: ejecución de las acciones complementarias

En cada una de las fases se prevén formatos tipo a utilizar en función de los momentos de cada intervención. Los formatos, como los procedimientos, deben ser recomendablemente sencillos, fácilmente aplicables, y fácilmente adaptables a situaciones no tipificadas. En [4] se pueden encontrar formatos tipo para todas las fases.

3.1. Fase 0: evaluación de emergencia e inmediata

La Fase 0 se lleva a cabo desde los momentos posteriores al terremoto hasta unos pocos días más. El protocolo incorpora dos documentos esenciales: el flujo de información de los equipos técnicos intervinientes y el modelo de ficha de evaluación inmedia-

ta; ambos documentos aportados por el grupo TECNOS al GES como complemento a otras previsiones ya contempladas en el plan SISMIMUR.

El flujo de información (Figura 4) es importante canalizarlo mediante una Coordinación General, en contacto directo con la autoridad responsable, que comunique los dos tipos de agentes técnicos más inmediatos en esta fase: los Grupos de Evaluación Sísmica (GES) y los Grupos de Intervención (GI), tal y como quedan denominados en la estructura y organización del Plan SISMIMUR-06. Igualmente, la Coordinación General deberá ser la que solvete los aspectos legales para el acceso a propiedades privadas y/o públicas.

Los GES deben estar dirigidos por técnicos acreditados en las tareas de evaluación sísmica, siendo recomendable contar con técnicos acompañantes conocedores de la ciudad, entre otros. Quizás el número ideal de cada grupo de zona sea de 2 ó 3 miembros.

Como grupo transversal, para la reevaluación de situaciones especialmente críticas o dudosas, es conveniente la organización del Grupo 0, formado por miembros especialmente acreditados para situaciones de evaluación extrema y/o críticas. Este grupo puede subdividirse, si la extensión lo requiere, en Subgrupos 0.1, 0.2, etc. Se trata de un grupo no asignado a un área concreta sino transversal a todas ellas, para servir de apoyo a los grupos de cada zona, así como para la evaluación de las edificaciones de especial importancia tal y como se recogen en la normativa sísmica habitual. El Grupo 0 puede estar formado por unos 7 miembros, seis de los cuales pueden generar tres subgrupos y el restante actuar de coordinador en las dependencias de la Coordinación General.

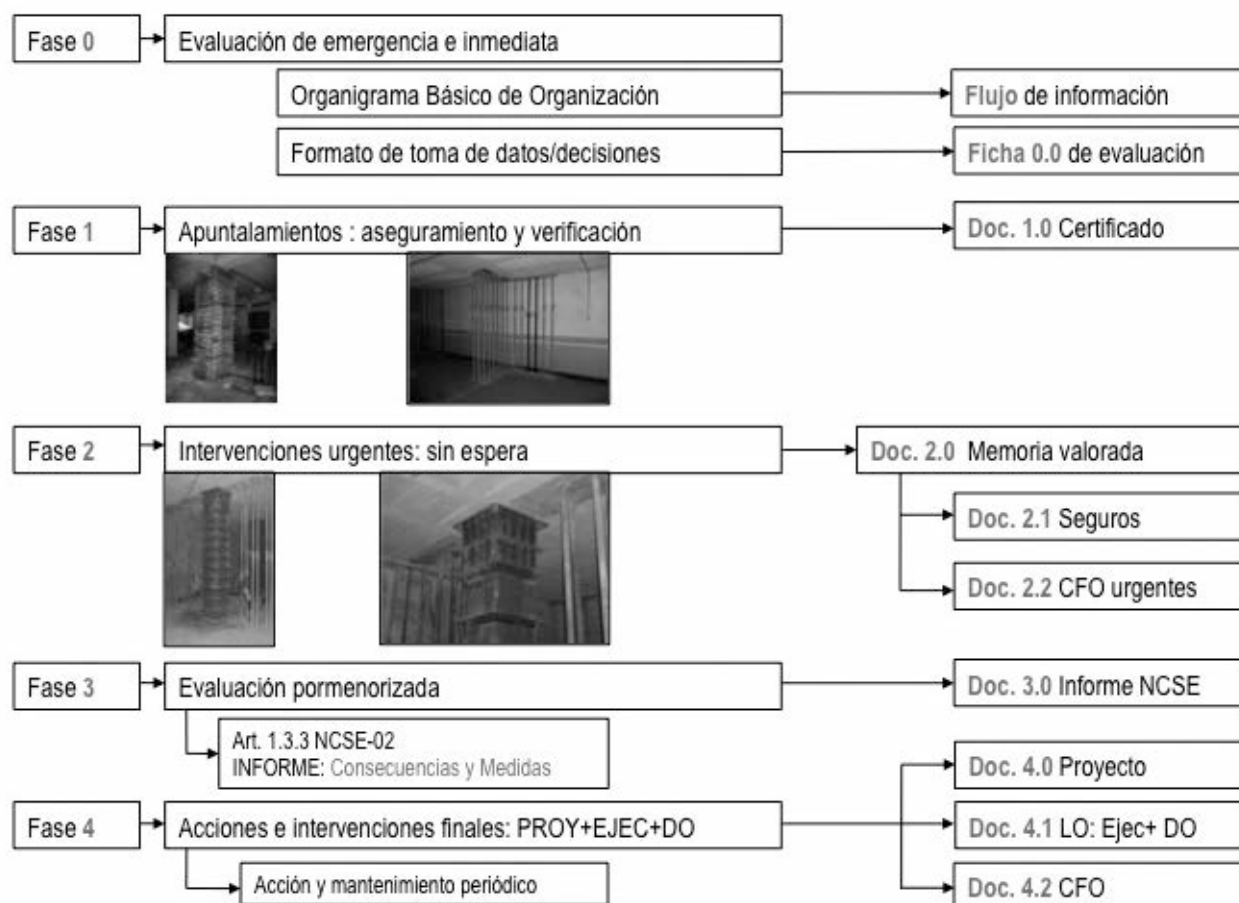


Figura 3. Organización general del PTAT

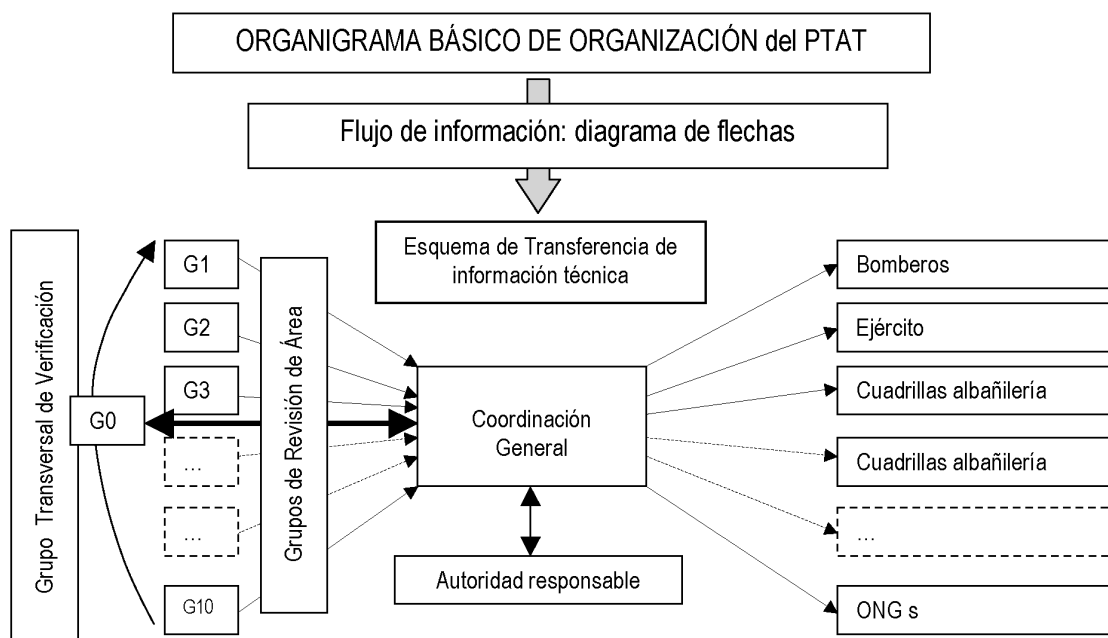


Figura 4. Organigrama básico del flujo de información. Fase 0

El modelo de ficha de evaluación que se utilizó en las labores de Lorca, la denominada Ficha 0.0, se puede encontrar completa en los anexos de [4], y fue consecuencia de desechar otras que a juicio de la Coordinación General contemplaban excesivos parámetros en el

proceso de evaluación para la toma de decisiones inmediatas (ver p. ej. el tipo referido en [5]), buscando lo eficaz pero dentro de un proceso ágil para informar a la población y a las autoridades de la magnitud del daño, así como de las intervenciones que se recomen-

Señalización de la edificación tras la inspección

Marcar con aspa lo que proceda







 Verde	<p><u>Daños estructurales nulos o irrelevantes</u> <i>Cuando no se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3, ni daños de riesgo en albañilería gruesa: accesos y cajas de escalera accesibles, fachadas sin riesgo inminente, etc.</i></p> <p><u>Intervenciones:</u> sólo tareas de adecuación de elementos con riesgo de caída: escayolas, molduras, revestimientos, etc.</p> <p><u>Acceso:</u> se permite el acceso general con la prudencia personal de los usuarios en cuanto a caída de escayolas, revestimientos, etc. Recomendable evaluación pormenorizada posterior mediante informe técnico.</p>	
 Amarillo	<p><u>Daños estructurales moderados</u> <i>Cuando se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3 en elementos parciales y/o superficies delimitables.</i></p> <p><u>Intervenciones:</u> apuntalamientos parciales y desmontaje de elementos de albañilería con riesgo: petos, cornisas, etc. Acordonamiento de accesos y zonas de riesgo especial.</p> <p><u>Acceso:</u> sólo accesos puntuales y en periodos cortos de usuarios para retirada de enseres, pertenencias básicas, etc., hasta evaluación pormenorizada para intervención final mediante informe técnico.</p>	
 Rojo	<p><u>Daños estructurales graves</u> <i>Cuando se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3 de forma generalizada o en zonas parciales con riesgo de colapso inminente</i></p> <p><u>Intervenciones:</u> apuntalamiento y acordonamiento general de la edificación con distancia de seguridad. Sólo en casos extremos de riesgo inminente: demolición de partes de edificación, elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas, etc., previo <u>informe técnico municipal y autorización administrativa</u>.</p> <p><u>Acceso:</u> desalojo general hasta evaluación pormenorizada para reparación y/o demolición general o parcial. Todo previo <u>informe técnico municipal y autorización administrativa</u>.</p>	

Figura 5. Cuerpo central de la Ficha 0.0 de evaluación de emergencia: inmediata

daban y sobre el acceso o no a las edificaciones, todo en una misma ficha, donde los factores técnicos: constructivos, estructurales, instalaciones, etc., quedarían evaluados con más precisión en posteriores inspecciones. En nuestra opinión, esto agilizó mucho el proceso, pero a costa de numerosas deficiencias derivadas esencialmente de la falta de acreditación de los evaluadores y la falta de aplicación de criterios comunes previamente establecidos, no tras el terremoto, sino mucho antes y como forma de adiestramiento de quienes deben participar en tales tareas de evaluación urgente e inmediata.

Por lo dicho, la ficha fue diseñada con tres bloques esenciales: el encabezamiento donde de forma sencilla se identifica el inmueble y el grupo de evaluación, el cuerpo de evaluación en sí donde se debe optar por tres situaciones (Figura 5), que se corresponden con tres colores: verde, amarillo y rojo, y un cuerpo inferior destinado a breves observaciones a la par que se reproduce el esquema del flujo de información a utilizar (Figura 4), de tal forma que no se produzcan interferencias por desconocimiento del mismo. En algún momento se completó el tercer bloque con una relación telefónica de los puestos esenciales del flujo de información.

Es evidente que la ficha no trata de extraer toda la información rigurosamente necesaria para abordar complejas evaluaciones de daños, del sistema estructural de las edificaciones y de su respuesta, etc., por lo que en un futuro, en nuestra opinión, es recomendable que su

uso se reserve a grupos adiestrados, experimentados y acreditados ante tales situaciones y, en su defecto, recomendaríamos desarrollar los tres escalones de colores incluyendo algunos parámetros técnicos cuya existencia implique deducciones más objetivas ante la toma de decisiones. No obstante, seguimos pensando que la primera de las opciones es la más adecuada, esto es, utilizar un modelo similar a la Ficha 0.0 junto a un conjunto de técnicos previamente acreditados que garanticen decisiones ágiles y eficaces para esos momentos tan decisivos como los que se analizan en la Fase 0.0.

Por otro lado, debe avanzarse en la disposición previa de la mayor parte de datos técnicos precisos: tipo de cimentación, tipo de forjados, sistemas de arriostramiento, materiales, instalaciones, etc., informatizando el proceso, sin necesidad de que se tenga que producir un terremoto para anotarlos en una ficha, ya que en las zonas de alto riesgo sísmico tales datos ya deberían estar disponibles en catálogos editables desde las aplicaciones informáticas, que se vinculen también con evaluaciones de vulnerabilidad sísmica, con las necesarias inspecciones técnicas, con las labores de mantenimiento, etc. No obstante, la evaluación pormenorizada se deberá llevar a cabo más pausadamente en fases posteriores, especialmente en la Fase 3.

En cuanto a los resultados obtenidos en Lorca en esta fase, en los seis días en los que intervino el grupo

TECNOS de forma activa bajo el plan SISMIMUR, entre el 12 y el 17 de mayo de 2011, se evaluaron unos 4.500 edificios y de ellos, según el cómputo que realizamos en esos momentos (sin disponer aún del visor municipal [1], que se activó después), quedaron demolidos o en proceso de informe de demolición unos 90, se clasificaron con color rojo unos 460, con color amarillo unos 1.250 y con color verde unos 2.700. Es decir, unos 550 edificios, del orden del 12% de los evaluados, quedaron en proceso de demolición o con código rojo y bajo la recomendación de desalojo general hasta su evaluación pormenorizada. Igualmente, de los 24 inmuebles eclesiásticos evaluados, 13 quedaron clausulados [6], estableciéndose un plan de inspección y ayudas específicas para más de 60 inmuebles declarados BIC [7, p.174].

Posteriormente se siguieron realizando evaluaciones, ya no con la intervención del grupo TECNOS, sino bajo la coordinación de técnicos de la administración local, llegándose a evaluar hasta mayo de 2012 (un año después del terremoto y según [1]) unos 6.500 edificios (2.000 más que hasta el 17 de mayo de 2011), quedando las asignaciones finales como sigue: demolidos o en proceso de demolición unos 330 edificios, en color rojo unos 700, en color amarillo unos 1.340 y en color verde unos 4.130. Es decir, 1.030 edificios, del orden del 16% de los edificios evaluados, quedaron finalmente en proceso de demolición o con código rojo y bajo la recomendación de desalojo general hasta su evaluación pormenorizada. Datos más afinados se pueden encontrar en [4].

Respecto a los datos anteriores, coincidimos suficientemente con los recogidos en [8] sobre una base de 4.078 inspecciones a 14 de mayo de 2011, incluso con algunos de los aportados en [3] respecto a las previsiones en código rojo y amarillo, no en cuanto al total de las inspecciones pues se alude a 7.876 edificios hasta el 25 de mayo de 2011, cuando en realidad el número referido parece responder más bien al número de edificios evaluables, siendo que finalmente y según los datos publicados en [1], especialmente desde octubre de 2011, que es cuando los datos se estabilizaron, se inspeccionaron unos 6.500 edificios.

Por otro lado, coincidimos con los datos publicados en [5] en lo referente a los finalmente registrados en [1], pero no podemos coincidir con los igualmente recogidos en [5] a 21 de mayo de 2011 y sobre una base de 7.839 edificios, que excede los 6.500 edificios finalmente evaluados. Quizás las discrepancias deriven más bien con la fuente referida en la Tabla 8, p 70 de [5], donde se alude a que los datos fueron obtenidos de una comunicación personal que, según nuestra opinión, no acertó en la información, pues se recogen más edificaciones totales de las realmente evaluadas (un exceso de más de 1.300 edificaciones), se hacen referencias a edificaciones ruinosas con anterioridad al sismo, aspecto éste no contemplado en nuestros trabajos de entonces, y se aportan valores de código rojo de 309 edificios, a 21 de

mayo de 2011, incluso inferiores a los 390 aportados en [8] referidos a siete días antes (14 de mayo de 2011).

Según lo visto, y respecto a nuestros datos que respaldamos como fuente directa, resulta muy significativa la diferencia entre los 90 edificios considerados como demolidos o a demoler en la primera semana de las inspecciones y con nuestra intervención, y los 330 edificios finalmente considerados a los 5 meses después del terremoto. Consideramos que los criterios aplicados tras nuestra intervención debieron ser muy distintos a los nuestros, donde además de las consideraciones puramente técnicas pueden haber primado otras de tipo económico, urbanístico, político, etc. Una visión ya avanzada y que analiza algunos de los aspectos aludidos se puede encontrar en [9].

Con base en lo anterior, nuestro grupo registró en el Vicerrectorado de Investigación de nuestra universidad, el proyecto de investigación denominado *Catálogo de edificaciones demolidas en Lorca como consecuencia de los terremotos del 11 de mayo de 2011*, cuyos resultados serán publicados una vez finalizado y donde se analizarán aspectos como las características constructivas y estructurales de las edificaciones, las características socioeconómicas de los propietarios y usuarios, y la incidencia de los terremotos en la decisión de su demolición.

3.2. Fase 1: revisión del apuntalamiento

Evaluable el parque edilicio es conveniente ir devolviendo el protagonismo a los propietarios de las edificaciones cuyas acciones complementarias permitan llevarse a cabo sin la intervención de la Administración. Así, las edificaciones deben entrar en un proceso que acabe con el retorno de los usuarios a todos aquellos edificios cuya situación lo permita, todo ello pasando por la revisión de las situaciones que, en estado de emergencia, fueron evaluadas en la Fase 0. Se trata de comprobar la asignación de colores de las situaciones frontera, de tal forma que el código quede ratificado o ajustado tras una evaluación más específica y detenida.

El proceso incluye el traspaso de colores, de tal forma que los edificios señalados en rojo puedan pasar a amarillo, y éstos a verde si se van dando las condiciones para ello ya indicadas en la Ficha 0.0. Algunos en código rojo podrán entrar en un procedimiento de demolición si se dan todas las circunstancias técnicas y legales que así lo determinen y bajo todas las precauciones que tal acción comporta en la acción en sí en el entorno inmediato.

Por lo dicho, y en general por iniciativa de los propietarios, individuales o en régimen de comunidad, los edificios deben pasar una revisión para la verificación y/o adecuación de los apuntalamientos que por vía de emergencia se llevaron a cabo los días inmediatos a los terremotos.

El cuerpo principal del certificado de revisión es conveniente que dé respuesta, al menos, a cinco aspectos:

1. Que se han revisado los elementos estructurales esenciales y que sus apuntalamientos son suficientes para la estabilidad de la edificación.
2. Que se han inspeccionado los elementos constructivos, fundamentalmente las albañilerías exteriores, y que junto a las medidas adoptadas presentan fiabilidad suficiente ante caídas, desplomes y degradaciones.
3. Que con base en lo anterior la edificación presenta fiabilidad suficiente para permitir el acceso y la recogida de las pertenencias de los moradores del edificio, siempre de forma puntual y en condiciones que se deben especificar.
4. Que la propiedad deberá propiciar, en el menor tiempo posible, la reparación estructural urgente de los elementos afectados antes de poder acceder de forma continuada a la edificación.
5. Que tras la certificación de las reparaciones y la adecuación de las condiciones mínimas de habitabilidad, la edificación podrá retornar a su uso habitual debiendo someterse posteriormente, para su uso pleno, a la evaluación estructural pormenorizada y las acciones que resulten de las determinaciones del art. 1.3.3 de la NCSE.

3.3. Fase 2: intervenciones urgentes

La Fase 2 trata de llevar a cabo, por vía de urgencia, las intervenciones estructurales y de albañilería que no tengan espera para garantizar, frente a situaciones persistentes, la fiabilidad estructural de la edificación, de alguna de sus partes y/o de las posibles repercusiones a las colindantes y a la vía pública. Los documentos principales de la fase serían:

- Doc. 2.0.- Memoria Valorada de las intervenciones urgentes. Recoge tanto las intervenciones urgentes estructurales como las de albañilería que sean imprescindibles para dotar al inmueble de la fiabilidad estructural necesaria y las condiciones de habitabilidad exigibles para que los usuarios/propietarios puedan retornar a sus viviendas. Este documento puede servir para la solicitud de licencia de obras urgentes ante el Ayuntamiento por lo que debe contener todos los externos que son exigibles, y que a modo de ejemplo contendría:
 - Memoria de las intervenciones urgentes: antecedentes, descripción de daños, análisis de las causas, descripción de las intervenciones estructurales y de albañilería urgentes, presupuesto general de las intervenciones urgentes.

- Planos de situación y emplazamiento, croquis de localización de las reparaciones.
- Anexos: Plan de Control de Calidad, Estudio de Gestión de Residuos, Estudio de Seguridad y Salud y Detalles Constructivos de las reparaciones, con las especificaciones de materiales y sistemas.

- Doc. 2.1.- La necesidad de dar respuesta a las peticiones que los organismos implicados solicitan a los damnificados, fundamentalmente el Consorcio de Compensación de Seguros, puede hacer recomendable proporcionar un informe resumen de los costes previsibles para subsanar los daños totales del proceso. La finalidad es adelantar, en la medida de lo posible, los acuerdos entre las partes para acelerar la disponibilidad económica que es imprescindible para llevar a cabo las intervenciones urgentes. El contenido es muy similar al Doc. 2.0 incluyendo la descripción de las previsiones para todas las fases, no sólo para la 2, y su presupuesto general:

- Antecedentes, descripción de daños, análisis de las causas, descripción de las intervenciones realizadas: Fases 0 y 1, descripción de las intervenciones por realizar: Fases 2, 3 y 4 y valoración del coste general de todas las intervenciones.
- Planos de situación y emplazamiento, croquis de localización de las intervenciones.
- Anexos: Justificantes de costes ya efectuados en las Fases 0 y 1, Presupuesto pormenorizado de empresa constructora de las intervenciones restantes, justificación de otros costes: honorarios técnicos, licencias de obras, etc.

- Doc. 2.2.- Una vez finalizadas las intervenciones contenidas en el Doc. 2.0 debe procederse al Certificado Final de las Obras, lo que dará pie a que el Ayuntamiento pueda modificar el color del inmueble, pasando de rojo o amarillo a verde, en función de su estado inicial y las obras contempladas en el Doc. 2.0.

3.4. Fase 3: evaluación pormenorizada

La actual norma sísmica, NCSE-02 [10], que fue publicada el 11 de octubre de 2002 en el Boletín Oficial del Estado nº 244 mediante desarrollo del RD 997/2002 de 27 de septiembre, establece en su apartado 1.3.3 la necesidad de realizar un informe, tras un terremoto, de cada construcción situada en zonas de intensidad igual o superior a VII (E.M.S.), tal y como se recoge en el literal del texto de la Figura 6.

Según lo anterior, una posible interpretación atendiendo a la actual clasificación de zonas por intensidades esperables en la Escala Macrosísmica Europea [11] donde, de forma aproximada, las zonas español-

1.3.3 Cumplimiento de la Norma durante el periodo de vida útil

Cuando ocurra un terremoto de intensidad alta deberá realizarse un informe de cada construcción situada en las zonas con intensidad igual o superior a VII (escala E.M.S) en el que se analicen las consecuencias del sismo sobre dicha construcción y el tipo de medidas que, en su caso, proceda adoptar.

La responsabilidad de la confección de este informe recaerá en el técnico encargado de la conservación, o bien, en caso de no existir éste, en la propiedad o entidad explotadora, que deberá requerir la elaboración del citado informe a un profesional competente.

Figura 6. Art. 1.3.3 NCSE-02

las con aceleración básica igual o superior a 0,08g coinciden con las de intensidad igual o superior a VII (ver en [11]: mapas de peligrosidad por aceleración y por intensidad E.M.S.), deberían estar sometidas a las exigencias del artículo, y en el caso de la Región de Murcia, no sólo Lorca sino casi todos los municipios (38 de 45: el 85%) menos siete: Calasparra, Caravaca de la Cruz, Cartagena, Jumilla, Moratalla, La Unión y Yecla, que quedan con aceleración básica no superior a 0,07g. Según otra interpretación más razonable, la referencia del apartado 1.3.3 de la norma se centra en zonas con intensidad de al menos VII valorada y asignada tras el terremoto. En cualquiera de las interpretaciones, en las edificaciones lorquinas, con intensidad esperable o posteriormente valorada y asignada tras el terremoto de al menos VII, procede la evaluación de forma pormenorizada como se prevé en la Fase 3 del protocolo, cuya finalidad es analizar dos aspectos esenciales (ver 1^{er} párrafo del art. 1.3.3 NCSE-02-Figura 6):

- Las consecuencias del sismo sobre la edificación.
- Determinar el tipo de medidas que, en su caso, corresponda adoptar.

La Fase 3 se desarrolla mediante el informe Doc. 3.0, cuyo contenido se prevé según la siguiente relación:

- Antecedentes: agentes intervinientes en la construcción inicial, descripción de la edificación, del tipo estructural, de los elementos constructivos comunes y privativos, relación de intervenciones de reparación y/o mantenimiento llevadas a cabo, etc.
- Descripción de daños en la edificación: daños en elementos comunes, daños en elementos privativos, análisis de daños según su magnitud y localización.
- Discusión sobre las causas: parámetros previstos en la normativa, datos registrados y factores derivados, evaluación de los efectos/causas medidos sobre los esperados.
- Evaluación de las reglas de diseño y prescripciones constructivas según la norma sismorresistente [10]:

reglas de índole general, análisis de la cimentación, de muros estructurales de fábrica, de elementos estructurales de hormigón, de acero y de otros elementos de la construcción.

- Propuestas de intervención: análisis general de las intervenciones ya realizadas, intervenciones recomendadas a corto plazo, intervenciones recomendadas a largo plazo, intervenciones privativas y otras.
- Valoraciones estimativas: resumen de costes de las fases ya realizadas: 0, 1 y 2, presupuestos de las fases pendientes: sobrevenidas durante la Fase 3 y presupuesto para la Fase 4 distinguiendo entre costes comunitarios y privativos.
- Conclusiones finales: sobre los daños, las causas, las intervenciones y sobre los costes estimados.
- Anexos: datos relevantes de los terremotos ocurridos, análisis sísmico y sus parámetros de cálculo según la normativa, acciones de apuntalamientos llevados a cabo, documentación de las reparaciones urgentes llevadas a cabo y su certificado final, recomendaciones generales sobre mantenimiento y uso, reportaje fotográfico de la evolución, planos y esquemas de la edificación con reflejo de daños e intervenciones, resultados sobre catas, y ensayos en caso de haber sido necesarios, documentación complementaria de interés en función del caso concreto.

3.5. Fase 4: ejecución de las acciones complementarias

La Fase 4 es la fase última para el protocolo analizado, cuya capacidad activa recae en la propiedad de la edificación y tiene por finalidad llevar a cabo dos tipos de acciones:

1. Las que se deriven de la evaluación pormenorizada de la Fase 3 cuyos resultados se reflejan en el informe Doc. 3.0. Las acciones de intervención se clasifican en la fase anterior a corto, medio y largo plazo, por lo que obviamente las acciones a corto plazo son las que se recomienda a la propiedad que

lleve a cabo a continuación, si no a la par, de la Fase 3, para garantizar el retorno a la fiabilidad inicial en la respuesta estructural de la edificación o evitar riesgos de desprendimientos sobre los usuarios o sobre la vía pública.

2. Las añadidas que el propietario quiera llevar a cabo por motivos de mantenimiento, mejora, adecuación, etc. y que resulten de su interés atendiendo al estado tan extraordinario a que se vio sometida la edificación.

Es conveniente volver a reseñar que, tras la Fase 4, sería oportuno completar las recomendaciones de los informes previos con una evaluación global de la edificación, que tenga en cuenta los refuerzos, las reparaciones y otras obras realizadas, en todas las fases, junto al tipo de estructura y resto de elementos de fábrica para componer una consolidación sísmica global de la edificación frente a futuros terremotos a tenor de la más reciente normativa de aplicación, situación ésta no contemplada en las fases antes descritas.

La documentación relevante de la Fase 4 sería los tres documentos que siguen:

- Doc. 4.0.- Proyecto de intervención, recogiendo todos los apartados del actual CTE, junto al conjunto de anexos que son imprescindibles. Este documento debe servir para tramitar la petición de la correspondiente licencia de obras ante el Ayuntamiento y es previsible que sólo sea preciso hacerlo para edificaciones con código rojo. En edificaciones con código amarillo puede resultar suficiente una petición de licencia de obra menor. El contenido del proyecto sería:
 - Memoria descriptiva: agentes intervinientes, información previa, estado actual, descripción y parámetros de la intervención, prestaciones de la edificación tras la intervención: requisitos de seguridad, habitabilidad, funcionalidad, exigencias extraordinarias acordadas con la propiedad y limitaciones de usos globales y de las dependencias.
 - Memoria constructiva y calidades: análisis del sistema de sustentación, del estructural, de la envolvente, de la compartimentación interior, de los acabados, del sistema de acondicionamiento e instalaciones, del sistema de equipamiento y de las obras de urbanización complementarias a las de la edificación en caso de precisarse.
 - Justificación del cumplimiento del CTE en la intervención: cumplimiento de las prestaciones básicas de seguridad estructural (SE), de seguridad en caso de incendio (SI), de seguridad de utilización (SU), de salubridad (HS), de protección frente al ruido (HR), de ahorro energético (HE), de otras prestaciones acordadas con la propiedad y el cumplimiento de otros reglamentos como: baja tensión (REBT), condiciones de

habitabilidad y accesibilidad autonómicas, infraestructuras comunes de telecomunicaciones, etc.

- Anexos a la memoria: información geotécnica (EG), anejo de cálculo de la intervención estructural, especificaciones sobre protección contra incendios, desarrollo de instalaciones intervenidas, estudios de gestión de residuos (EGR), plan de control de calidad, Estudio de Seguridad y Salud (ESS), etc.
 - Pliego de condiciones: pliego de cláusulas administrativas y Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares (PPTP) con especificaciones sobre materiales, unidades de obra y sus verificaciones.
 - Estado de mediciones y presupuesto (MyP): mediciones por capítulos y partidas, presupuesto detallado y resumen por capítulos.
 - Planos: situación y emplazamiento, urbanización y acometidas, planos de estado actual: localización de daños en planta, alzado y sección, planos de intervención: intervenciones estructurales, constructivas, instalaciones, carpinterías y detalles constructivos.
- Doc. 4.1.- Libro de Órdenes, según modelo oficial y habitual (Decreto 462/1971 de 11 de marzo y Orden de 9 de junio de 1971).
 - Doc. 4.2.- Certificado Final de Obra. Modelo mancomunado entre los Colegios Profesionales implicados.

3.6. Cuadro resumen de fases y procedimientos

Las fases, los formatos y la aplicación esperada en función del código de color del resultado de la evaluación en la Fase 0 se recogen en la Tabla 1. Como se ve, el protocolo comporta del orden de 1 año para llevarse a cabo en todas sus fases, distribuyéndose parcialmente en:

- Fase 0.- Evaluación de emergencia e inmediata: 1 semana.
- Fase 1.- Revisión del apuntalamiento: unas 3 semanas.
- Fase 2.- Intervenciones urgentes: unos 3 meses.
- Fase 3.- Evaluación pormenorizada: 1 mes.
- Fase 4.- Ejecución de las acciones complementarias: unos 7 meses.

Es evidente que las previsiones de tiempo son periodos medios amparados en la experiencia lorquina, y que su valor sólo puede ser utilizado como referencia, pues el tiempo de aplicación para cada edificio está muy vinculado a factores específicos del propio edificio, del entorno y de los trámites administrativos en conseguir las autorizaciones.

Tabla 1. Fases, formatos y procedimientos

Fase	Formato	Descripción	Códigos de colores en edificios			Tiempo estimado Al origen
			Verde (V)	Amarillo (A)	Rojo (R)	
0	Ficha 0.0	Evaluación de emergencia e inmediata	V	A	R	1-5 días
1	Doc. 1.0	Certificado apuntalamientos	V	A	R	5-20 días
2	Doc. 2.0	Memoria valorada Intervenciones Urgentes (IU)	V	A	R	1-2 meses
	Doc. 2.1	Informe para aseguradoras	V	A	R	1-2 meses
	Doc. 2.2	Certificado Final (CFIU)	V	Pasa a V	Pasa a A o a V s/CFIU	3-4 meses
3	Doc. 3.0	Informe pormenorizado NCSE	V	V	A	3-4 meses
4	Doc. 4.0	Proyecto de intervenciones complementarias	V	V	A	5-8 meses
	Doc. 4.1	Dirección obra	V	V	A	10-12 meses
	Doc. 4.2	Certificado Final de Obra (CFO)	V	V	Pasa a V	10-12 meses
			En grises: a realizar siempre En blanco: recomendable			

3.7. Breve descripción de un ejemplo de aplicación del PTAT

En la urbanización La Isla, en la zona sureste de la ciudad, varias edificaciones sufrieron daños de distinta índole entre código rojo y amarillo. Nuestra intervención se centró sobre el bloque F, desarrollado en 6 plantas sobre rasante y una de sótano y que albergaba 20 viviendas y 4 locales comerciales, al que se aplicó el protocolo técnico antes descrito en todas sus fases, por lo que lo hemos seleccionado como ejemplo de aplicación para así poder aclarar el proceso seguido que, en esencia, fue el que sigue:

- El 12 de mayo, la edificación fue inspeccionada por el GES de la zona, siendo registrada en la Ficha 0.0 con código amarillo, dado que una parte de la edificación presentaba 4 pilares con daños relevantes pero no críticos, manifestados mediante fisuras en secciones del tercio superior de su altura, todos ellos en planta baja. También se contaba con un destrozado casi total del zaguán de acceso y los primeros tramos de la escalera general de la edificación, así como daños en las fachadas de la primera planta. Tras el traslado de la ficha al equipo de Coordinación General, y tras la revisión realizada por el Grupo 0, se tomaron medidas de apuntalamiento en las zonas más necesitadas que supuso, para agilizar el proceso y ante la saturación de los equipos municipales, un coste de 1.629 € que fueron asumidos por la Comunidad de Propietarios (CP).
- A las pocas semanas se revisó la edificación, retocando los apuntalamientos iniciales, eliminando algu-

nos innecesarios y reforzando otros hasta que en junio de 2011 se emitió el Doc. 1.0 Certificado de apuntalamiento que fue registrado en el Ayuntamiento de Lorca para constancia de la situación. Las revisiones incluyeron, además, las del estado de las acometidas de las instalaciones, resultando para la CP un coste de ejecución material de 2.639 €.

- En junio de 2011 se llevó a cabo una campaña de obtención de información sobre la edificación, que se construyó en 1974, realizándose inspecciones específicas hasta que en julio de 2011 se redactó el Doc. 2.0 Memoria valorada de las intervenciones urgentes donde se recogieron las obras imprescindibles para pasar la edificación de código amarillo a verde, y así poder acceder a la edificación con mínimas precauciones tal y como recoge el código verde de la Ficha 0.0. Se previeron intervenciones estructurales sobre 7 pilares y otros aspectos complementarios en albañilerías que arrojaron un presupuesto de ejecución material de 79.529,75 €.
- En paralelo a la elaboración de la documentación anterior, se proporcionó a la CP el Doc. 2.1 Informe para las aseguradoras, especialmente reclamado por el Consorcio de Seguros, para que los vecinos fueran tramitando las ayudas que la situación demandaba. Tales gestiones fueron llevadas a cabo por representantes de la CP que concluyeron con las indemnizaciones oportunas transcurridos varios meses.
- El Ayuntamiento de Lorca emitió la licencia de las obras urgentes que finalizaron el 2 de agosto de 2011, según se recogió en el Doc. 2.1 Certificado

final de las intervenciones urgentes, que dio lugar al certificado emitido por parte el Ayuntamiento de Lorca para pasar de código amarillo a verde con fecha 17 de agosto de 2011. Durante las labores de inspección y ejecución de las obras urgentes, se detectaron otras situaciones que recomendaron ampliar las intervenciones iniciales, lo que supuso un incremento de 32.255,75 € respecto del presupuesto de ejecución material previsto en el Doc. 2.0.

- Con fecha 22 de septiembre de 2011 quedó registrado en el Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia (COAMU) el Doc. 3.0 Informe de evaluación pormenorizada NCSE-02, según procedía atendiendo al protocolo en cuestión, en el que se recogieron todas las acciones llevadas a cabo hasta entonces, así como las derivadas del contraste con las exigencias de la actual normativa y las previsiones de futuro divididas en recomendaciones de intervención comunitarias a corto plazo y a largo plazo (en elementos comunes: 119.550,90 €) y recomendaciones de intervenciones privativas (en las 20 viviendas y los 4 locales comerciales: 112.608 €).
- Dado que la CP estaba interesada en llevar a cabo todas las obras recomendadas en el Doc. 3.0, se pasó a la Fase 4 y en consecuencia se redactó el Proyecto de intervenciones complementarias para la reparación de elementos comunes de la edificación, que fue visado en el COAMU con fecha 2 de diciembre de 2011, obteniéndose la licencia correspondiente el 3 de marzo de 2012 y cuyas obras se desarrollaron durante la primera mitad de 2012, recogiendo las órdenes oportunas en el modelo oficial de Libro de Órdenes (Doc. 4.1) y finalizándose con fecha 30 de julio de 2012 tal y como recogió el Doc. 4.2 Certificado final de obra.
- En consecuencia con lo dicho, el presupuesto de ejecución material total previsto e incluyendo todas las fases fue de 348.212,40 €, repartidos en 112.608 € para reparaciones privativas y 235.604,40 € para reparaciones comunitarias, recibiendo la CP de parte del Consorcio de Seguros y por este último concepto de obras comunitarias la cantidad de 283.866,31 €, al incluir del orden de un 20% más por gastos generales, impuestos y honorarios técnicos.
- Actualmente la edificación se encuentra totalmente en uso, tras la aplicación de las cinco fases del PTAT, si bien quedaron pendientes algunas intervenciones no urgentes pero sí recomendables a un mayor plazo, cosa que esperamos que se lleve a cabo cuando la disponibilidad económica de la CP lo haga posible.

4. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se recogen a continuación tratan de resumir los aspectos y los análisis que se han realizado en los apartados anteriores. Así:

1. La respuesta en Lorca fue ágil y rápida atendiendo a las previsiones del Plan SISMIMUR redactado en 2006, si bien surgieron aspectos, fuera del plan o tangentes al mismo, sobre los que sería conveniente reducir el nivel de incertidumbre en su aplicación futura. Así, la ausencia de evaluadores acreditados previamente comportó criterios excesivamente subjetivos en la utilización de la Ficha 0.0, con lo que las evaluaciones posteriores tuvieron que ir ajustando lo que de forma urgente en la Fase 0 se intentó acotar pero, en nuestra opinión, con una fiabilidad insuficiente que deberá mejorarse en previsión de acciones futuras. Lo anterior incide directamente en la necesaria incorporación de un Protocolo Técnico de Actuación tras Terremotos (PTAT), especialmente, en las referencias que contiene sobre los Grupos de Evaluación Sísmica (GES-apartado 7.8.2 de [1]) y que es uno de los objetos esenciales de la actual revisión que tiene pendiente la Comisión creada el efecto bajo la coordinación de la Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias de la Consejería de Presidencia de la CARM.
2. Si la respuesta técnica es importante no lo es menos la respuesta social con la que se codea ésta continuamente. Así, es conveniente tener presente tres periodos que miden de forma dispar la evolución de la solidaridad de los distintos agentes intervinientes. Un primer periodo de fortalecimiento, de 1, 2 ó 3 días de duración, donde casi todos los agentes elevan su respuesta social respecto a la habitual. Le sigue un segundo periodo, de unos 7-8 días, que podemos denominar crítico, donde la respuesta de algunos agentes decae casi en picado, es el momento de la aparición de todo tipo de situaciones, nuevos agentes, intereses contrapuestos, criterios dispares, inicio de las pólizas de seguros, aparición del régimen de propiedad horizontal, delincuencia, sinvergüenzas, etc. Es un momento especialmente importante que debe comportar mucha serenidad y, lo que es mejor, un protocolo que regularice la respuesta para reducir las incertidumbres. Por último, con una larga duración de meses e incluso años, aparece un periodo de regresión a la normalidad. En este periodo algunos agentes van dando bandazos de solidaridad, de uno y otro signo, en función de cómo se les solucionan o no sus problemas (Figura 1).
3. Como complemento a todo lo dicho, hemos considerado oportuno aportar un esquema de Protocolo Técnico de Actuación tras Terremotos (PTAT), que parte de nuestras experiencias directas en Lorca, junto a otras, y que sólo tiene la voluntad de servir de referencia para su mejora, modificación, adaptación o ajuste por aquéllos que consideren oportuno un sistema de respuesta prediseñado que no improvisado. Así, como propuesta inicial enfocada al Grupo de Evaluación Sísmica previsto en el actual Plan SISMIMUR, se plantean 5 fases de actuación: Fase 0 de evaluación de emergencia e

inmediata, Fase 1 de revisión de apuntalamientos, Fase 2 de intervenciones urgentes, Fase 3 de evaluación pormenorizada según NCSE y Fase 4 de acciones e intervenciones complementarias. Todo ello según lo desarrollado en los apartados previos de este documento y con los contenidos esbozados en ellos, y cuyos formatos tipo se pueden consultar en [4].

4. Es recomendable, si no imprescindible, la inclusión del PTAT en una aplicación informática que cuente con los datos y factores estructurales y constructivos precisos, en bases de datos organizadas y previas a la acción sísmica para aplicarse, además, a estudios de vulnerabilidad de zonas, inspecciones técnicas de edificios, labores de mantenimiento, etc.
5. Por último, y como se ha indicado en varios apartados previos, es necesario aclarar que el protocolo indicado finaliza en la Fase 4, pero que sería oportuno completar las acciones que se han indicado con una fase final que comportara una evaluación global que tenga en cuenta los refuerzos, las reparaciones y otras obras realizadas, en todas las fases, junto al tipo de estructura y resto de elementos de fábrica para componer una consolidación sísmica global de la edificación frente a futuros terremotos a tenor de la más reciente normativa de aplicación, situación ésta no contemplada en las fases antes relatadas y realmente compleja de llevar a cabo.

Agradecimientos

El grupo TECNOS quiere mostrar su agradecimiento y admiración a quienes con su desinteresada participación, e incluso poniendo en riesgo su propia integridad física, llevaron a cabo tareas de coordinación, inspección, evaluación, desescombros, apuntalamiento y, en definitiva, de ayuda a quienes lo necesitaban durante aquellos primeros días tras los terremotos del 11 de mayo de 2011 en Lorca.

Juan Roldán, como coordinador del Grupo 0, tuvo el honor de recoger el premio a la Labor Profesional en la XVI Edición de los Premios de Arquitectura de la Región de Murcia concedido a ese colectivo de técnicos, entre los que no podemos dejar de recordar a Carmen Sandoval, Antonio Mármol, María García, Francisco García, Carmen Díez, Helena García y Antonio García Herrero, con especial mención a quienes nos acompañaron en el Grupo 00: Fulgencio Avilés Inglés, José Luis Fernández Romero, Francisco Barnés Romero, Simón Ángel Ros Perán y Pedro Enrique López Perán.

Igualmente queremos agradecer a Jacinto Romera y Martín Romera su colaboración en las tareas de intervención en las edificaciones a las que se aplicó el PTAT descrito en este trabajo.

Este documento está dedicado a todos ellos, a nuestros convecinos lorquinos y, en especial, a las 9 víctimas mortales, a los más de 300 heridos y a sus familiares.

REFERENCIAS

- [1] SISTEMA DE INFORMACIÓN TERRITORIAL DE LORCA, GESTIÓN EMERGENCIAS Y VISOR GEOGRÁFICO SEISMO LORCA. *Estadísticas Visor de Emergencias del terremoto*. Excmo. Ayuntamiento de Lorca, 2012. http://www.lorca.es/ficheros/file/sitLorca_Seismo/index.asp.
- [2] DIRECCIÓN GENERAL PROTECCIÓN CIVIL (CARM). *Plan Especial de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico en la Región de Murcia (SISMIMUR)*. Consejería de Presidencia de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, Dirección General de Protección Civil, Murcia, 2006. DL: MU-2037-2006. 340 p.
- [3] GONZÁLEZ, S. "Secuencia sísmica de Lorca: actuaciones de emergencia y postemergencia". *Patrimonio Cultural de España; Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales*, nº 6 – 2012. Madrid: Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, Secretaría General Técnica, Subdirección General de Documentación y Publicaciones. NIPO: 030-12-075-I, p. 69-79.
- [4] ROLDÁN, J.; CARRILLO, S.; GRANADOS, J.; RUIZ, D.; ROMERA, J.; ROMERA, M.; AVILÉS, F.; SÁNCHEZ, F. *Experiencias para un protocolo técnico de actuación tras terremotos. Los movimientos sísmicos de Lorca del 11 de mayo de 2011*. Murcia: Universidad Católica San Antonio de Murcia (UCAM), 2012. 91 p. ISBN: 978-84-92986-42-2.
- [5] BARBAT, A.H.; GOULA, X. [et al.] *El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Informe de las inspecciones y de los trabajos de campo realizados*. Barcelona: Institut Geològic de Catalunya (IGC), Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Asociación Española de Ingeniería Sísmica (aeis) y Generalitat de Catalunya, 2011. 86 p. DL: B.42254-2011.
- [6] DE LA HOZ, J. "Terremoto en Lorca: consecuencias y actuaciones sobre el patrimonio religioso". *Patrimonio Cultural de España; Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales*, nº 6 – 2012. Madrid: Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, Secretaría General Técnica, Subdirección General de Documentación y Publicaciones, 2012. NIPO: 030-12-075-I, p. 107-121.
- [7] BARCELÓ DE TORRES, E; ÁLVAREZ, M; BARCELÓ DE TORRES, I; MARTÍN, C. "Plan Director de Recuperación del Patrimonio Cultural de Lorca". *Patrimonio Cultural de España; Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales*, nº 6 – 2012. Madrid: Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, Secretaría General

Técnica, Subdirección General de Documentación y Publicaciones, 2012. NIPO: 030-12-075-I, p. 165-175.

[8] MURPHY, P. "Terremoto de Lorca 12 de mayo 2011". 4º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (4CNIS). Asociación Española de Ingeniería Sísmica. Universidad de Granada. Granada, 18-20 mayo 2011.

[9] REGALADO, F. *Informe preliminar básico sobre las consecuencias de los terremotos de Lorca del 11 de mayo de 2011 en la edificación*. Web Florentino Regalado & Asociados, Ingeniería y Proyectos. Alicante, 2011, 58 p. [<http://www.fringeneria.com/>]

[10] COMISIÓN PERMANENTE DE NORMAS SISMORRESISTENTES (CPNS). *Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02)*. Madrid: Ministerio de Formento, RD 997/2002 de 27 de febrero, 2002. 94 p.

[11] INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL (IGN). *Servicio de información sísmica/Estadísticas y cartografía sísmica/Mapas de simicidad/Mapa de peligrosidad sísmica de España (escala de intensidad E.M.S-98)*. Madrid: Ministerio de Formento. European Macroseismic Scale (E.M.S). [En <http://www.ign.es/ign/main/index.do>]

Refuerzo de los tableros de la N-III sobre los aliviaderos de la presa de Alarcón

Strengthening the decks on road N-III over Alarcón Dam spillways

Laura Benito⁽¹⁾, Luis Cosano⁽¹⁾, Patrick Ladret⁽²⁾, Ángel Rozas⁽³⁾ y Pablo Vilchez⁽³⁾

Recibido | Received: 11-09-2012
Aceptado | Accepted: 07-08-2013

Resumen

La presa de Alarcón, construida en 1955, ha sido sometida durante el periodo 2009/2011 a un conjunto de actuaciones con el objetivo de adecuarla a la normativa vigente, que incluyó entre otros trabajos, la remodelación completa de los tres tableros que salvan los diferentes vanos de aliviadero, la instalación de nuevas compuertas, la rehabilitación de los paramentos de la presa, la adecuación de las instalaciones eléctricas, y la reforma de las instalaciones y galerías.

Construcciones ALPI, adjudicataria de la totalidad de los trabajos, subcontrató a Freyssinet, sobre proyecto de VALTER, el refuerzo de los tableros y ampliación del ancho de la plataforma de la N-III.

Este artículo se centra por tanto sobre el conjunto de actuaciones subcontratadas, analizando las causas que motivaron la intervención, así como las razones que justifican las modificaciones del proyecto inicial. De igual manera, se esbozan los principales cálculos que soportaron la variante de proyecto, y los aspectos principales que hubo que tener en cuenta, tanto de índole técnico y de cálculo, como constructivos, durante la realización de los trabajos.

Palabras clave: refuerzo estructural, postesado, fibra de carbono, apeo superior, presa.

Abstract

In 2009/2011, Alarcón Dam, built in 1955, a series of operations were undertaken to adapt it to the existing legislation, including, among others, a full remodel of the three decks that span the spillways, installation of new sluices, rehabilitation of dam parameters, upgrading of electrical facilities and reform of facilities and galleries.

Construcciones ALPI, awardee of the general contract, subcontracted Freyssinet to strengthen the decks and widen the N-III carriageway, further to a design authored by VALTER.

This article focuses on the works subcontracted, analysing the needs that occasioned the operations and the reasons for the changes made in the original design. The engineering performed for those variations are briefly described, along with the technical principles and construction particulars that had to be taken into consideration during the works.

Keywords: structural strengthening, post-tensioning, top bracing, dam.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Freyssinet S.A. (Madrid, España)

(2) Ingeniero Civil. Freyssinet S.A. (Madrid, España)

(3) Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A. (Madrid, España)

Persona de contacto / Corresponding author: luis_c@freysinet-es.com

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción de la estructura

La presa de Alarcón (Figura 1), de la que ya da cuenta en 1933 el Ingeniero de Caminos D. Antonio L. Franco [1], se sitúa en el cauce del río Júcar, en el término municipal de Alarcón, provincia de Cuenca. Entró en servicio en 1955, y dispone de una capacidad de embalse de 1.118 Hm³. Se trata de una presa de gravedad, de planta recta, con una altura máxima sobre cimientos de 67 m, una anchura máxima en la base de 65 m, y una longitud de coronación de 317 m. El desagüe principal de la presa, se materializa mediante aliviadero en superficie ubicado en la parte central de la misma, estando éste constituido por 3 vanos de 15 m cerrados por compuertas de 15 x 7 m. La coronación de la presa se aprovechó en su día para que sobre la misma discurriera el trazado de la N-III, Madrid-Valencia.



Figura 1. Vista general de la presa

Con el objeto de facilitar y asegurar el tránsito de vehículos, en las condiciones de la normativa de la época de construcción, en la zona de los aliviaderos se ejecutaron 3 tableros isostáticos idénticos, uno por aliviadero, de luces iguales a 15 m y ancho igual a 9,5 m, para una sección de tráfico de un carril por sentido de 3,5 m de ancho sin arcenes y de 2 aceras de 1,00 m.

La sección de los tableros existentes (Figura 2), está formada por una losa de compresión de espesor variable entre 0,15 m y 0,23 m, soportada por 6 vigas de hormigón armado, de 0,30 m de ancho, que descuelgan 1,45 m de dicha losa, todo ello hormigonado in situ y solidariamente, que se apoyan entre pilas en el vano central, y en pila-estribo o viceversa en los vanos extremos. En lo que se refiere a las características resistentes de los materiales que la conforman, los ensayos realizados en las fases preliminares del proyecto, arrojaron resultados de resistencias características de los hormigones de las vigas del orden de 35 MPa, y 240 MPa de límite elástico, para la armadura de flexión (cara inferior de viga, forma-



Figura 2. Vista parcial de sección de tablero tipo en apoyo sobre bielas

da por dos capas de acero pasivo liso, con diámetros de 29 y 30 mm).

Las vigas descansaban sobre una lámina de plomo a modo de apoyo (Figura 3). De un lado, el apoyo de la viga sobre el estribo era directo. Mientras que del otro, para resolver los movimientos, las vigas se apoyaban sobre una pilastra (bielas) de hormigón encajada en el estribo. Las interfaces viga-biela, biela-estribo se realizaban con lámina de plomo igualmente.

1.2. Razones que motivan la intervención

Las anomalías o carencias que originaron la remodelación de los tableros y que dieron lugar al proyecto de reparación original, se resumen en:

- **Cargas solicitantes superiores** en la actualidad a las consideradas en proyecto. En concreto se detectaron dos orígenes diferentes:
 - Reasfaltados sucesivos capa sobre capa, habían incrementado la carga muerta soportada por la estructura.
 - El tráfico de camiones pesados es elevado y circula a velocidades elevadas. Este hecho hacía que los efectos dinámicos se amplificasen, incrementando la magnitud de las solicitaciones sobre la estructura.
- **Obsolescencia de la estructura**, teniendo en cuenta las condiciones normativas actuales, que se evidenciaba en:
 - Rigidez de los tableros insuficiente; deformación apreciable a simple vista al paso del tráfico de camiones pesados sobre ellos.
 - Presencia de familias de fisuras próximas a los apoyos, cuya orientación y posición permitía relacionarlas con falta de capacidad frente a esfuerzo cortante.

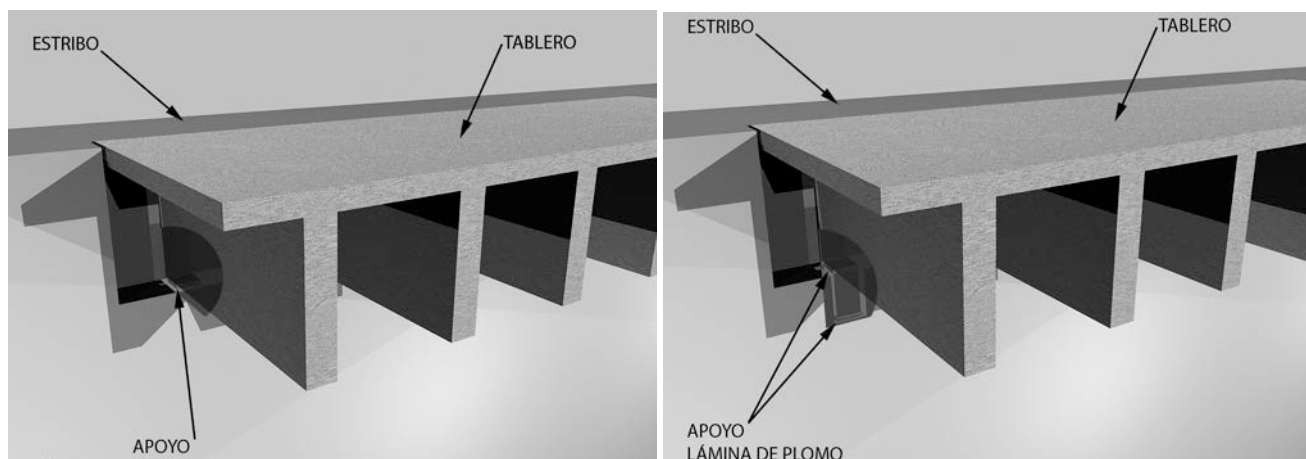


Figura 3. Esquema de materialización de apoyos isostáticos sin biela y con ella

- Comportamiento inadecuado en la zona de vinculación de los tableros, por la ausencia de aparatos de apoyo adecuados.
- **Problemas de durabilidad**, en concreto, las zonas de apoyo de las vigas presentaban pérdidas del recubrimiento de hormigón, armadura pasiva expuesta a la intemperie y presencia de corrosión en la misma.

2. PROYECTO ORIGINAL DE REHABILITACIÓN

2.1. Fines y actuaciones previstas en el proyecto de rehabilitación

Las actuaciones sobre la estructura pretendían conseguir los siguientes objetivos principales:

1. **Adecuar la estructura a la normativa vigente**, dotándola de la aptitud en servicio, y frente a rotura, para las cargas a las que la estructura estaba siendo sometida.
2. **Mejorar la seguridad vial** sobre la zona de aliviaderos.
3. **Aumentar la vida útil** de la estructura, actuando sobre los aspectos de la durabilidad.

Para ello se preveían las siguientes actuaciones principales:

1. Rehabilitar:

- a. Recuperación del monolitismo estructural mediante la inyección de las fisuras.
 - b. Eliminación de la corrosión de las armaduras expuestas.
 - c. Recuperación de la sección resistente de hormigón perdida mediante la recomposición de la misma.
2. **Reforzar** los tableros, es decir, un incremento de la capacidad resistente de la estructura mediante las siguientes actuaciones:

- a. Sustitución del exceso de carga muerta, provocada por los reasfaltados sucesivos, por una nueva losa/capa de compresión, que unida adecuadamente a la estructura existente aumentara la inercia del conjunto. Esta actuación implicaba además, el aumento del momento último resistido de la estructura, mediante el aumento del brazo mecánico de la armadura de flexión primitiva.
 - b. Aumentar el momento último resistido de la nueva sección, para garantizar el cumplimiento de los Estados Límite Últimos de Rotura en flexión, para las nuevas cargas de peso propio, muertas y de uso previstas, mediante la disposición de tejido de fibra de carbono en la cara inferior de la viga.
 - c. Aumentar el esfuerzo cortante último resistido, para garantizar el cumplimiento de los Estados Límite Últimos de Rotura en cortante, para las nuevas cargas de peso propio, muertas y de uso previstas, mediante la disposición de tejido de fibra de carbono, allí donde fuera necesario.
3. **Implementar** mejoras en la estructura. Fundamentalmente se trataba de las tres siguientes:
- a. Mejorar las condiciones de apoyo, mediante la regeneración de las zonas y sustitución del sistema existente de chapas de plomo y bielas de hormigón, por apoyos elastoméricos.
 - b. Aumentar el ancho de la calzada. Se incluía una ampliación del ancho del tablero, con el objeto de disponer aceras que facilitasen el tránsito del personal de la presa en estas zonas, en mejores condiciones de seguridad.
 - c. Aumento de la durabilidad de la estructura. Se incluía la aplicación de principios de protección, conforme a la normativa existente, que mejorara la vida útil de la estructura.

Todo esto fue el resultado de una serie de trabajos previos, llevados a cabo en las fases preliminares de proyecto, que contaron con la colaboración de perso-

nal especializado en trabajos en altura, y entre los que destacan:

- Inspección visual del estado de conservación.
- Ensayos de caracterización de las propiedades y calidad, de los distintos materiales.
- Estudio dinámico del comportamiento del tablero, con determinación de las frecuencias propias y aceleración, al paso de cargas pesadas.

2.2. Estrategia para la consecución de los fines previstos

Para la consecución de los fines descritos con anterioridad, el proyecto establecía una serie de fases de actuación por vano que se enumeran a continuación:

1. Interrupción total y desvío del tráfico por itinerario alternativo.
2. Fresado del firme, hasta descubrir la cara superior de la capa de compresión existente, eliminación de juntas, demolición de aceras y barreras.
3. Apeo de la carga de peso propio, y resto de carga muerta existente sobre la estructura, mediante pretensado exterior.
4. Ejecución de ménsulas de estructura metálica ancladas a las pilas y estribos, para levantamiento del tablero con cilindros hidráulicos.
5. Eliminación del funcionamiento estructural de las bielas, mediante anclado a pilas o estribos con barras roscadas, y sustitución de apoyos.
6. Regeneración del hormigón en estribos y pilas. Restitución de la carga por medio de los nuevos apoyos a pilas y estribos.
7. Ejecución de refuerzos mediante fibra de carbono.
8. Ejecución de la losa de compresión y ampliación del tablero.
9. Destesado y retirada del apeo. Eliminación de las ménsulas de apoyos de los cilindros hidráulicos.
10. Ejecución del pavimento de aceras, y acabados.
11. Ejecución del firme y de las juntas.

12. Restitución del tráfico (una vez acabados los tres vanos).

Atendiendo a lo descrito anteriormente, se puede resumir que las actuaciones principales, en lo que se refiere al cumplimiento normativo del comportamiento estructural, y por tanto la estrategia de adecuación, pasaba por la realización de dos refuerzos pasivos, el primero de ellos, mediante la losa de compresión, que aumenta la inercia del conjunto, y el brazo mecánico de la armadura de tracción existente. Y la segunda, mediante la adición de fibra de carbono, tanto para aumentar la capacidad en flexión como la de cortante. El resto de actuaciones son secundarias, aunque no por ello más sencillas que las anteriores y vienen a mejorar o complementar las actuaciones principales. De todo este segundo grupo, destaca sobre cualquier otra, por su repercusión e implicación en el comportamiento estructural (y cálculos de verificación por tanto), el pretensado exterior (Figura 4), que se dispone para ser posteriormente retirado (fases 3 y 9 de la enumeración anterior).

Este pretensado exterior provisional, tenía por objeto prever un sistema de “apeo” de las cargas permanentes (fundamentalmente del peso propio de la estructura, ya que prácticamente la totalidad de las cargas muertas habrían de ser eliminadas durante los trabajos previos), mediante un sistema de fuerzas, que transmitía la carga hacia la zona de apoyos, y comprimía a su vez los tableros. Con esto se conseguía devolver la armadura pasiva en tracción y cortante a niveles de sollicitación muy reducidos o nulos, así como atenuar o eliminar la deformación elástica existente.

Una vez finalizados los refuerzos, se retiraría el pretensado exterior, provocando la entrada en carga de la estructura reforzada a peso propio, (de mayor capacidad mecánica por el aumento de canto útil y el refuerzo en fibra inferior).

Este método de actuación sobre la estructura trataba, entre otros, y a nuestro entender de:

- Limitar la fisuración de la sección bajo cargas permanentes y sobrecargas, con el fin de asegurar que la sección eficaz sea la sección bruta del tablero.
- Asegurar un mayor aprovechamiento del refuerzo de tejido de fibra de carbono dispuesto, o dicho de

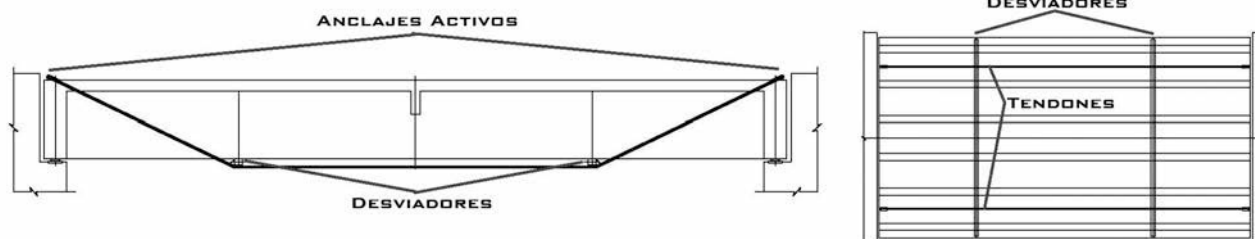

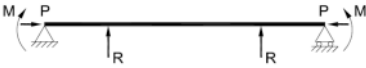

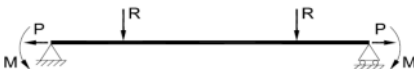


Figura 4. Esquema de apeo por medio de pretensado exterior

Tabla 1. Análisis de carga en tablero en cada fase de ejecución del refuerzo según proyecto con pretensado adicional

Fase	Estado de carga	Sección	Cargas
1		Sección actual	Peso propio viga
2		Sección actual	Reacciones pretensado
5		Sección actual	- Peso propio losa superior - Carga muerta, barrera más ampliación de aceras
6 y 7		Sección con losa superior	- Carga muerta firme - Reacciones pretensado (destesado)

otro modo, reducir la cantidad requerida de este material (frente a un refuerzo tipo habitual en el que la armadura de tracción está ya solicitada), para el mismo momento último solicitante.

Desde un punto de vista estructural, las diferentes etapas o fases constructivas descritas con anterioridad, dan lugar a un conjunto de estados de carga, cuyo resumen se recoge en la tabla 1.

De todo ello se puede resaltar:

- Los efectos del pretensado exterior, de todos sabido, que son, por un lado los que benefician el comportamiento estructural de la sección, compresión por un lado y fuerzas verticales en desvíos (que generan una ley de momentos isostática de signo contrario a la de las cargas gravitatorias), y por otro el que le perjudica, que no es otra que el momento provocado por el anclaje excéntrico de los tendones, ubicados, en este caso, muy próximos a la cara superior de la viga, por simplicidad y facilidad de ejecución.
- Que durante la construcción, los incrementos de carga provocados por el vertido del hormigón correspondiente a la ampliación del tablero y recrecido de la sección, no superan el momento de fisuración de la sección.
- Con el objeto de modelizar y determinar el estado tensional bajo el peso propio de la sección compuesta: sección antigua + sección recrecida, se materializa el desapeo, por el efecto opuesto al de apeo, introduciendo acciones directamente opuestas al pretensado para cancelar su efecto.

3. ALTERNATIVA PROPUESTA Y EJECUTADA

3.1. Razones que motivan la propuesta de cambio

Analizada la propuesta inicial, y según el criterio del equipo técnico y de obra de la empresa, se llegó a la

conclusión, de que la dificultad para llevar a cabo muchos de los trabajos conforme al enfoque del proyecto, hacía necesaria la búsqueda de soluciones alternativas. De entre todas ellas, la disposición de una plataforma de trabajo bajo el tablero se consideró la más adecuada, ya que posibilitaba la realización de los mismos en mejores condiciones de seguridad para los trabajadores, las compuertas del aliviadero y resto de elementos ubicados bajo la zona de trabajo. Ésta además, simplificaría el acceso a los tajos, y la ejecución de los mismos, tanto en rendimientos, como en calidad, permitiendo garantizar los plazos de ejecución a la propiedad.

Los trabajos y las razones que fundamentaban dicha decisión fueron:

1. Los refuerzos a flexión de las vigas con tejidos de fibra de carbono, requieren de una ejecución lineal y continua, con tiempos de disposición del tejido sobre las resinas limitados por esta última.
2. La realización del apeo con el pretensado con armadura postesada exterior, requería, la colocación de unos perfiles metálicos pesados en condiciones de accesibilidad muy limitadas.
3. La fijación de las ménsulas de apoyo de los levantamientos, el control visual de los cilindros hidráulicos durante los levantamientos, la realización de los taladros en las bielas, eran, entre otras, actividades que requerían una facilidad de acceso en todo momento.
4. La unión de las ménsulas provisionales, sobre los que se dispondrían los cilindros hidráulicos (a fin de descargar los apoyos mediante levantamiento de la estructura), debía realizarse mediante barras activas ancladas en el hormigón envejecido de los muros de compuerta del aliviadero. Esta operación exigía unos controles, y garantías del anclado importantes, a fin de establecer la debida seguri-

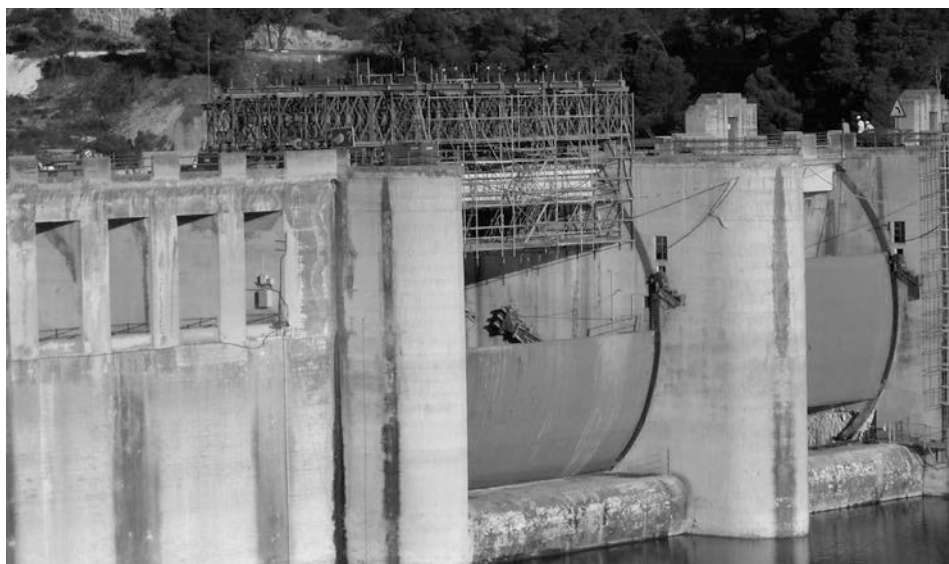


Figura 5. Vista general de la presa con el sistema de apeo sobre uno de los vanos

dad, lo que inevitablemente conllevaba disponer de una pasarela inferior en todo el ancho del tablero, que podía resolverse, no sin complicaciones, con una grúa para los vanos laterales, y no tanto para el vano central.

5. La búsqueda de una plataforma que abarcara la totalidad del tablero, sin que introdujera cargas en la estructura sobre la que se iba a actuar conllevaba la disposición de una cimbra o sistema de apeo de dichas cargas provisionales. Se optó entonces por aprovechar la misma para cuantas actuaciones de la ejecución fueran necesarias, dimensionándola adecuadamente para tal fin.

3.2. Descripción de la propuesta de cambio

El procedimiento alternativo de refuerzo de los tableros propuesto, consistía entonces en, realizar las operaciones según el orden de proyecto, mediante la disposición de una cimbra sobre el tablero, que permitía:

- Disponer la estructura necesaria para la materialización de una plataforma colgada de la cimbra, para el acceso por debajo del tablero, sin que la misma introdujera cargas sobre el tablero en reparación.
- Sustituir el sistema de pretensado exterior con cordones por un sistema de barras de cuelgue apoyadas sobre la cimbra, que permita introducir las fuerzas exteriores necesarias del postesado sustituido, tal y como se ve en la Figura 5, y se describe adecuadamente, en apartados posteriores.
- Disponer un sistema de control de carga en los puntos de cuelgue del tablero, así como en los puntos de apoyo de las cimbras sobre los estribos, que permita desplazar verticalmente el tablero de

forma monolítica y controlar en cada etapa del proceso de construcción el incremento de peso sin mermar el reparto de carga entre las zonas de apoyo definitivo y los puntos de introducción de las acciones del pretensado exterior.

- Además se facilitaba disponer la estructura auxiliar y los elementos necesarios colgados de la cimbra para la materialización del encofrado requerido para ampliar el tablero.

3.3. Propósito y ventajas

Se consideraba que mediante este sistema se conseguía, paliar en su totalidad las razones que motivaban el cambio, añadiendo además:

- **Simplicidad a la ejecución**, por ejemplo, evitando tener que reparar y reforzar el borde del tablero, zona con un importante estado de degradación y fisuración, para adecuarlo a los esfuerzos que recibiría al tesar el postesado exterior previsto. O reduciendo la manipulación de cargas suspendidas de grúas, con personal necesario en las proximidades.
- **Mejoras en el control de ejecución**. Durante los hormigonados, tanto de la nueva losa de compresión como del recrecido de tablero, se produciría en la estructura existente unas solicitaciones y por tanto unas deformaciones (de 15 a 20 mm aproximadamente), que con el pretensado exterior eran imposibles de controlar de forma directa, inmediata y continua, aunque estaba previsto hacerlo posteriormente mediante un retesado. Por el contrario, el sistema de apeo equipado con cilindros hidráulicos gobernados por ordenador (sistema LAO®) nos permitiría dicho control.
- **Mejoras en la planificación y en los ritmos de ejecución**. Los medios auxiliares antes descritos



Figura 6. Vista general de la presa. Trabajos con apeo en tercer vano y con grúa en las compuertas del primer vano

permitieron facilitar la gestión de la obra mediante una mejor preparación, compatibilizando tareas

dentro del marco de nuestro contrato y con otras del contratista principal, como se ilustra en la Figura 6. Se logró además, una reducción de los medios humanos requeridos en la operación de refuerzo de cada tablero.

3.4. Descripción de la estructura auxiliar propuesta

3.4.1. Las vigas principales

La cimbra está compuesta por 3 vigas principales, dispuestas paralelas entre sí, y separadas 3,05 m. Una por cada pareja de vigas de hormigón armado del tablero. A su vez, cada una de estas vigas principales, se compone del conjunto de 3 vigas celosía, separadas entre sí unos 0,50 m y debidamente arriostradas con diagonales en los planos horizontal superior e inferior y con cruces de San Andrés verticales (Figuras 7 y 8).

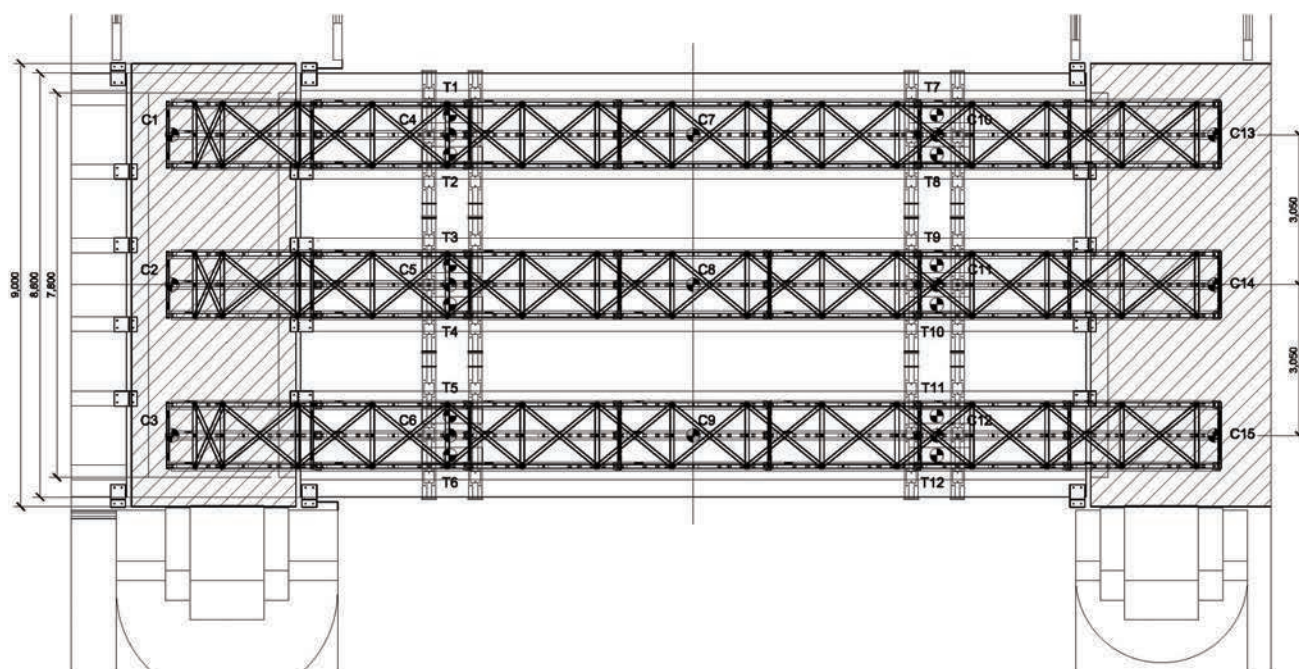


Figura 7. Planta de la celosía

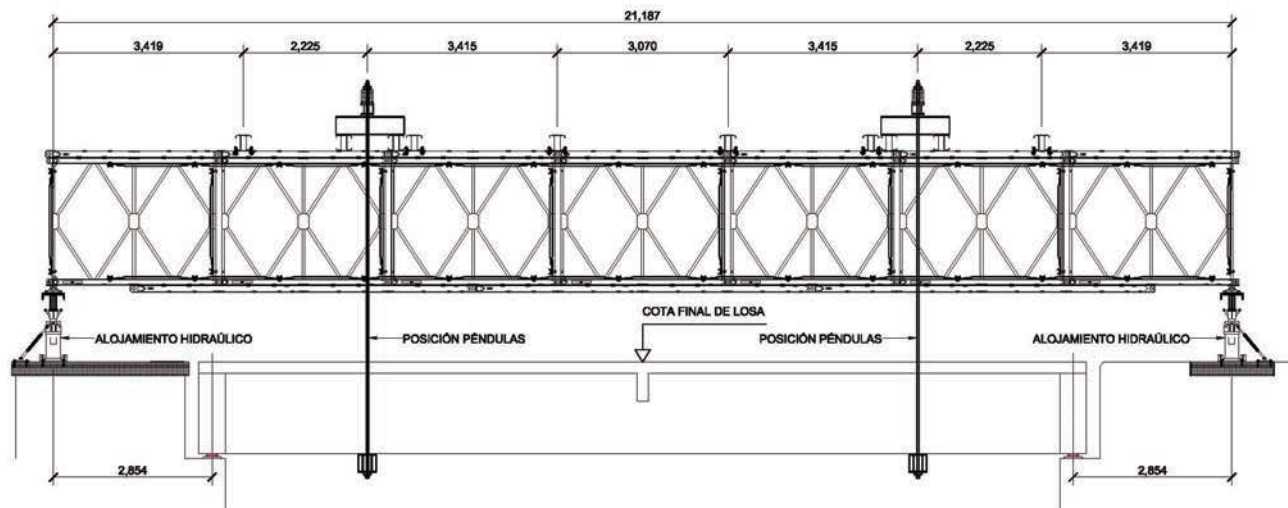


Figura 8. Sección de celosía

Todos los elementos (cordón superior, cordón inferior, montantes y diagonales) que conformaban cada viga celosía se realizó con el material R700 de RMD. Con 21,00 m de luz aproximadamente, y 2,19 m de canto entre ejes de cordones, quedaba compuesta de módulos de 3,05 m de longitud, atornillados entre sí formando cuchillos. Estos cuchillos se arriostraban en paquetes, para evitar el pandeo lateral de los mismos. Debido a la luz, se emplearon cordones de refuerzo (a modo de U), que atornillados a los cordones principales, incrementaban el momento máximo admisible (Figura 9).



Figura 9. Cordón reforzado de las celosías

Las celosías se apoyaban en los extremos, sobre vigas de reparto, consistentes en perfiles comerciales HEB300 en acero S355 reforzados con dos almas a mayores en toda su longitud. Estas vigas descansaban sobre cilindros hidráulicos (dos de doble efecto de 1.000 kN de capacidad y 150 mm de carrera por viga principal en cada extremo; hasta hacer un total de 12 unidades) con tuerca de bloqueo, permitiendo liberar los mismos y trabajar con seguridad. Estas unidades, alojadas en el interior de unidades hidráulicas Megashore® y ancladas mediante placas de arriostrado del mismo nombre y casa comercial, se diagonalizaron por medio de tensores (fijados a la estructura de hormigón existente mediante anclajes químicos con capacidad para recoger hasta un 10% de la fuerza vertical máxima esperada, a fin de garantizar la estabilidad de apoyo (Figura 10).



Figura 10. Montaje de la celosía y cilindros hidráulicos en estribo

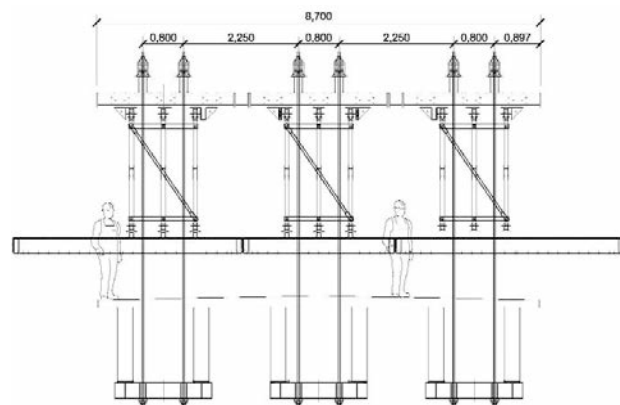


Figura 11. Sección del sistema de apeo de cargas

3.4.2. El sistema de apeo de las cargas

De cada conjunto de viga principal colgaban 4 “péndolas” en parejas de a dos (hasta hacer un total de 12 péndolas), materializadas mediante barras de alto límite elástico Freyssibar® ($f_{y0,1\%}=835$ MPa, $f_u=1.030$ MPa), de 36 mm de diámetro y de 7 m de longitud, que atravesaban el tablero por taladros con holguras de ± 20 mm, hechos a tal fin (Figura 11).

En la parte superior, la reacción provocada por el teso de la barra se transmitía a la viga principal con los

siguientes elementos, enumerados de abajo a arriba según la Figura 12: viga de apoyo, silla para tuerca de apriete, cilindro hidráulico de puesta en tensión con sistema de apoyo de barra. La viga de apoyo se compuso mediante dos perfiles HEB300 en acero S275, unidos a tope, convenientemente reforzados frente a pandeo del alma en sus puntos de apoyo sobre las vigas cuelga péndolas (2) y bajo la silla. Mientras que las vigas cuelga péndolas, tipo Megashore®, se disponían perpendiculares al eje longitudinal de las vigas principales distribuyendo la carga en las tres, las vigas de apoyo lo hacían en paralelo. La silla, construida “ad hoc” en acero S275, permitía la instalación en el espa-



Figura 12. Sistema de barras y cilindros hidráulicos para apeo del tablero superior e inferior respectivamente

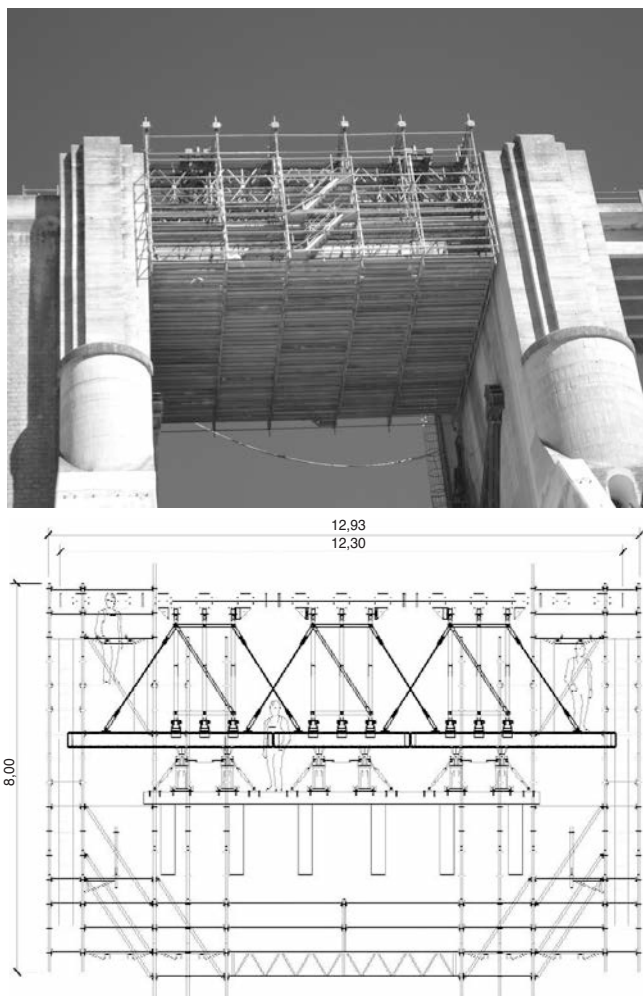


Figura 13. Plataforma de trabajo inferior y esquema de plataforma de trabajo colgada de Megashore®

cio que facilitaba, de arandela y tuerca, así como la introducción de útil de apriete con la que fijar la tensión en la barra tras los tesados. Igualmente debía estar adecuadamente dimensionada para transmitir las reacciones del gato durante la puesta en tensión de las barras. En cuanto a los cilindros hidráulicos, se optó por disponer tipo anulares individuales, de 1.000 kN de capacidad y 75 mm de carrera. Placas, tuercas y arandelas planas se disponían en el apoyo sobre los gatos.

En cuanto al sistema de reacciones inferiores, cabe hacer notar que se optó por emplear un sistema de balancines, en concreto uno por pareja de vigas, hasta un total de 6 por tablero. Lógicamente se dispusieron en la misma ubicación que los desviadores de cordones del postesado previsto en proyecto, (Figura 12), y fueron realizados mediante sendos perfiles HEB300 en acero S275, unidos a tope con soldadura, y adecuadamente reforzados frente a pandeo del alma. Las placas, arandelas y tuercas de anclado de las barras empleadas fueron del tipo planas.

La carga máxima de trabajo de las barras, sin ponderar, no superaba los 366 MPa, lo que supone un coeficiente de seguridad frente a rotura de 2,8, superior al habitualmente empleado (2,5) en sistemas de elevación con barras o cordones de alto límite elástico.

El conjunto de cilindros hidráulicos extremos para el movimiento de la cimbra y de cilindros hidráulicos de barras, se controlaba con el sistema LAO® (Levantamiento Asistido por Ordenador): Autómata de registro dotado de control de fuerza y desplazamientos con capacidad de lectura y gestión independiente y simultánea, de hasta 16 vías hidráulicas y 16 sensores de desplazamiento, pudiendo trabajar en iso-desplazamiento, iso-fuerza o presión, en relaciones de presión o/ y desplazamiento, e incluso relacionando fuerzas y desplazamientos.

Para controlar todas las operaciones de apeo, se colocaron 6 sensores de desplazamiento de precisión de 0,1 mm, dispuestos en cada esquina y en los 2 extremos de la generatriz de la losa.

3.4.3. La plataforma de trabajo

Como se muestra en la Figura 13, la plataforma de trabajo inferior era una estructura de andamios tradicionales tubulares colgada, que permitía tener acceso a toda la superficie inferior del tablero, generando una zona de trabajo libre de obstáculos.

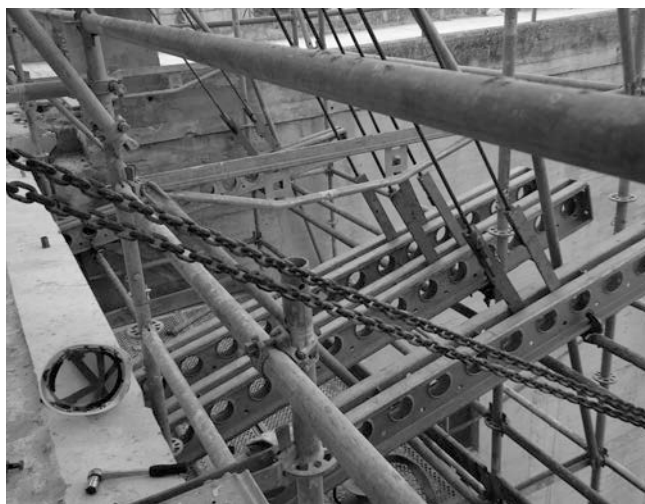


Figura 14. Ménsulas para soportar el encofrado del ensanche del tablero

De dimensiones 14,35 x 13,38 m, en planta y con una modulación longitudinal de 3,07 y 2,57 m, la estructura quedaba colgada de seis perfiles Megashore® que descansaban simplemente apoyados sobre el cordón superior de las tres vigas principales, dispuestos paralelos a las vigas cuelga péndolas. Disponía de arriostamientos contra las almas de las vigas del tablero, para compensar la acción del viento en los periodos en los que no se hiciera uso del dispositivo hidráulico, y no se precisara mover el andamio (Figura 13). La altura libre bajo la losa y viga de tablero era de 3 m y 1,5 m respectivamente, de forma que no interfería con la compuerta y tampoco con el nivel máximo previsto de aliviado durante las fases de trabajo.

El acceso a la misma, (Figura 13) se facilitaba mediante cuerpos de escalera de andamios tipo torre dispuestos centrados en el sentido longitudinal del tablero, en ambos lados.

3.4.4. El encofrado auxiliar

Para ampliar el tablero a cada lado 1,5 m, se utilizaron piezas prefabricadas de RMD. Quedaba compuesto por vigas arriostradas entre sí (Figura 14) y colgadas mediante tensores, de las mismas vigas que soportan los andamios. Ello permitía materializar el encofrado de la zona de ampliación del tablero desde el andamio colgado, suprimiendo cualquier riesgo de caída.

4. ASPECTO RELEVANTES DE LA EJECUCIÓN

4.1. Etapas de la ejecución.

El proceso de ejecución, se subdividió en 36 fases a efectos de planificación y cronograma, siendo algunas de ellas reiterativas, con la única diferencia de actuar sobre un tablero distinto cada vez. Por tanto,

y al objeto del presente artículo, pueden resumirse en las siguientes etapas principales:

- Prueba de carga de apeo y andamio.
- Descarga del tablero mediante el tesado de las barras.
- Izado secuencial del conjunto apeo, tablero y andamio por medio de los cilindros hidráulicos de estribo.
- Ejecución de los trabajos de reparación, refuerzo, y protección. Recrecido de losa y la realización de nuevos apoyos con reajuste de cargas y deformaciones en barras.
- Descenso controlado sobre nuevos apoyos.
- Desmontaje de estructuras auxiliares y movimiento de vigas principales (Figura 15).

En lo que se refiere a los plazos de ejecución, en la totalidad de los trabajos descritos se invirtieron 31 semanas, repartidos en 12, 9 y 10 por tablero. Se apre-



Figura 15. Movimiento de viga principal entre tableros

cia una reducción entre el primer tablero y el segundo por la no necesidad de montaje de cimbras, apertura de juntas, y realización de muro en las juntas con solera para apoyo de gatos y cimbras, así como estar computada la implantación en obra en el primer tablero. Y un aumento entre el segundo y el tercero, ya que este último incluye todas las actividades de desmontaje de las estructuras, limpieza, retirada de la obra, etcétera.

El conjunto de actividades y trabajos de reparación y refuerzo, fueron realizados conforme a los procedimientos y especialización desarrollados por Freyssinet bajo la denominación Foreva®. Se caracterizan por ser conformes con la normativa nacional e internacional de reparación, (en este caso la UNE-EN 1504, [2] a [11]), tanto en lo que se refiere a materiales, como a los aspectos a tener en cuenta durante la ejecución, ya sean propiamente de los trabajos en sí, o de los ensayos a realizar para asegurar la calidad, etc. Además, se asegura que el personal que lleva a cabo los trabajos ha sido formado en el empleo de la técnica y los materiales, para alcanzar los mayores estándares de calidad.

4.1.1. Prueba de carga del tablero, apeo y andamio

La prueba puede considerarse que se ejecutó en dos fases. La primera fue el pesaje, cuyo fin era determinar la carga real de todo el sistema auxiliar de celosía, andamio, encofrado y tablero. Consistió en el levantamiento del conjunto con los cilindros hidráulicos de los estribos hasta el despegue del conjunto en la zona de apoyos. El sistema LAO®, facilitó las presiones en los diferentes gatos en dicho instante, lo que permitía obtener las reacciones parciales en cada gato, y por tanto, mediante el simple sumatorio de todas, la carga total del conjunto, cuyo valor fue de 830 kN. Con dicho valor registrado, se procedió a la segunda fase: prueba de carga y de funcionamiento propiamente dicho, ejecutada únicamente sobre la viga principal central. La prueba consistió en el tesado de las cuatro barras que apoyaban directamente sobre ella hasta alcanzar el 125% de la carga contributiva del tablero para el eje central (215 kN, 860 kN en total). Para ello las vigas Megashore® (vigas cuelga péndolas) se habían calzado en su apoyo sobre la viga central. De esta forma no se producía apoyo y por extensión transmisión de carga alguna, de estas vigas cuelga péndolas sobre las vigas principales laterales. La razón que motivó esta forma de proceder no es otra que evitar aplicar una sobrecarga a todo el tablero antes de haber acometido su refuerzo. La prueba se ejecutó en escalones de carga de valor un 25% de la final, actuando en las 4 barras simultáneamente. De igual forma se iba determinando mediante control topográfico auxiliar, referido con detenimiento en el apartado 4.2 de este artículo, las deformaciones reales obtenidas. Estas eran comparadas escalón a escalón con las teóricas esperadas, verificando la aptitud del conjunto.

4.1.2. Descarga de tablero

Tras la prueba de carga, y devueltos todos los elementos a su estado inicial, se procedió al tesado de las doce barras de forma simultánea con una fuerza por barra igual a 172 kN, (2.064 kN en total), con el objeto de recoger la carga remanente en el tablero. O dicho de otro modo, descargar el tablero. El tesado, en isotensión, se realizó en 4 escalones de carga iguales entre sí. Tras cada escalón de carga, se verificaban las deformaciones en el conjunto de las vigas principales mediante topografía, y las fuerzas en cada barra o presión en cada cilindro. Por tanto, el levantamiento se realizó sincronizado en posición. Para controlar la estabilidad frente a acciones horizontales, tales como el viento, se acodalaba el conjunto por medio de una estructura auxiliar entre tablero y aletas de pilas/estribos en sentido transversal y aprovechando el hueco de juntas en el sentido longitudinal.

4.1.3. Izado secuencial del conjunto

Finalizada la descarga del tablero, fijadas las barras a través de las tuercas alojadas en los espacios generados por las sillas, se procede a la desconexión completa del circuito hidráulico y del LAO®, asegurando el cierre de las llaves de los gatos. Se procede entonces a la conexión del LAO® y el circuito hidráulico en los cilindros de la cimbra, para el izado secuencial del conjunto: cimbra más tablero descargado.

Esta fase se realizaba con la opción de sincronizado en desplazamientos, en 14 carreras de 5 mm cada una, hasta hacer un total de 70 mm de desplazamiento del conjunto. No empleando más de una hora en la operación, incluyendo todos los controles topográficos necesarios.

Hay que indicar igualmente que la altura de levantamiento, era la finalmente disponible entre cara inferior de viga y estribo, no perdiéndose un porcentaje mayor o menor en cada carrera, como suele ser habitual en estos trabajos. Esto es debido fundamentalmente a que no fueron necesarios calzos por carrera, ya que desde el principio se había previsto que el levantamiento pudiera hacerse en una carrera de pistón, disponiendo equipos cuyo recorrido teórico máximo fuera superior al previsto (150 mm > 70 mm, coeficiente de seguridad en desplazamientos superior a 2). Con el izado finalizado, se aseguraba el conjunto previo al desmontado del circuito hidráulico, mediante el cierre de las llaves de los gatos y el apriete de las tuercas de seguridad de las unidades hidráulicas Megashore® donde se alojaban los gatos.

4.1.4. Ejecución de los trabajos de reparación, refuerzo y protección

Se recogen a continuación los principales trabajos llevados a cabo dentro de este campo, si bien ha de



Figura 16. Distintas tareas en la ejecución de la inyección de fisuras

indicarse que todos fueron llevados a cabo en todos los tableros, pero no en todas las vigas de cada tablero. Su descripción se ha realizado en el orden cronológico en el que debían llevarse a cabo cuando todas concurrían en un mismo elemento estructural.

1. **Inyección de fisuras en vigas.** El proceso de inyección de fisuras (Figura 16) se realizó conforme a la solución Foreva® TF Inject. Las inyecciones sobre el conjunto de fisuras de cortante de distribución errática, a baja presión, con bomba manual y contra la acción gravitatoria, como suele ser habitual en estos casos, fueron realizadas con resinas epoxi de baja viscosidad, consumiéndose en la totalidad de los 3 tableros la cantidad de 28 kg. Al desconocerse la interconexión entre las distintas fisuras de cada elemento estructural (viga), se optó por una inyección global de conjunto de cada viga, tras la preparación del borde de la fisura, sellado con resinas epoxídicas y disposición de los inyectores cónicos con placa cilíndrica provistos de válvula de retención. Los inyectores quedaron separados a distancias máximas de entre 200 y 300 mm, según mapeo de fisuras y criterios propios basados en la experiencia de la empresa.
2. **Reperfilado de secciones** o recuperación de secciones perdidas en vigas. En las zonas donde existía pérdida de sección, y/o armadura vista con o sin corrosión, se procedió mediante el saneo del hormigón, la limpieza de la armadura y la reconstitución de la sección con mortero de reparación R4. Todo ello ejecutado conforme al procedimiento Foreva® REP, y los referenciados en el mismo. La ejecución se llevó a cabo prestando especial atención al control del efecto del ánodo incipiente, aspecto crítico de estas actuaciones.
3. **Refuerzo de fibra de carbono en vigas.** Los refuerzos a flexión y cortante (Figura 17) fueron desarro-



Figura 17. Refuerzos a cortante y flexión con Foreva® TFC



Figura 18. Etapas de la ejecución del refuerzo con Foreva® TFC

llados conforme a la solución Foreva® TFC. Se emplearon para ello bandas de tejido de ancho 200 y 300 mm respectivamente, con 230 MPa de módulo elástico, 2,1% de alargamiento en rotura, una densidad de 0,5 Kg por metro cuadrado y una tensión última de rotura de 4.900 MPa. Empleándose un total de 1.250 (25x50) y 1.950 (39x50) m lineales de cada tipo respectivamente.

El refuerzo a flexión consistió en la disposición, en los 9,40 m centrales, de 5 bandas de TFC en cuatro capas, las dos primeras en L (Figura 17, segunda imagen) y tangentes en el centro de la viga o mínimamente separadas (≤ 20 mm) y las tres restantes centradas en el eje longitudinal de la viga, una sobre otra.

El de cortante (Figura 17, primera imagen), se comprobó que era únicamente necesario en la zona comprendida entre los 0,50 m y los 2,90 m medidos desde ambos extremos de cada viga. El refuerzo consistió en la aplicación de bandas de Foreva® TFC en dos capas, para la zona indicada, disponiéndose cada banda tangencialmente con la anterior, de forma que se puede decir que se forró completamente la zona objeto de refuerzo.

Salvo en las zonas en las que fue necesaria la aplicación de la solución Foreva® REP, los trabajos no difirieron de una aplicación tradicional (Figura 18), con preparación del soporte con chorro de arena, redondeo de aristas, limpieza con agua a presión...

Las condiciones climáticas de aplicación (temperaturas y humedad fundamentalmente), variaron enormemente del primer tablero al último. Baste decir que el primero de ellos se ejecutó durante el mes de agosto y el último en diciembre. Es por ello que se dispusieron todas las medidas necesarias para asegurar la rápida y adecuada polimerización de las resinas aplicadas. Entre todas ellas, destacan el control del punto de rocío, la consistencia de

la resina y su tiempo de aplicación. Además en las condiciones más adversas se aisló la zona de trabajo envolviéndola toda ella en lonas e instalando cañones de aire caliente que funcionando de manera ininterrumpida elevaban la temperatura hasta hacerla adecuada para la reparación. En estos casos, se procuró que los flujos de aire en ningún caso se focalizaran sobre las resinas en fase de polimerización, a fin de no producir calentamientos indeseados de unas zonas frente a otras.

4. **Recrecido de losa y ampliación del tablero.** Estos trabajos fueron realizados en colaboración con el contratista principal, asumiendo él la práctica totalidad de los trabajos tradicionales en este tipo de actuaciones y dejando para Freyssinet las actividades más especializadas, y entre ellas la más importante sin duda era el control y reajuste de cargas en barras para mantener la sección reforzada descargada. Es por ello que únicamente pueden hacerse algunos comentarios principales al efecto. El espesor recrecido fue de 0,15 m, salvo para la zona de ampliación, donde este valor ascendió hasta los 0,35 m (Figura 19). La superficie sobre la que se hormigonaba fue escarificada a fin de aumentar el esfuerzo rasante transmitido entre la capa primitiva y la nueva. No obstante se realizaron taladros, en cuadrícula de 0,30 x 0,30 m, de diámetro 10 mm sobre losa y de 16 mm sobre vigas principales, y de 0,10 m y 0,25 m de profundidad respectivamente, para ubicación de conectores. Los conectores, materializados por barras de acero pasivo B500S en forma de L, y diámetros 8 y 12 mm en losa y eje de viga de tablero respectivamente, fueron anclados con resina epoxi por su lado mayor en los mencionados taladros. Salvo para la zona ampliada, se dispuso de una única capa de armadura en malla superior con redondos de diámetro 12 mm cada 0,20 m. El hormigonado, directamente contratado por el contratista principal, se realizó mediante dos bombas actuando simultáneamente desde cada extremo del tablero a fin de que en la

medida de lo posible se evitara la descompensación del estado de carga que soportaba la cimbra. En cuanto al control y reajuste de carga en barras del que se ha hablado anteriormente, consistió en mantener en todo momento controladas las fuerzas en las barras y las deformaciones del conjunto. En particular durante el hormigonado se controlaba el incremento de carga correspondiendo a dichos trabajos en cada punto de cuelgue, y se verificaba la deformación del tablero debido a éstas. En base a las mediciones de deformaciones anteriores, se procedía o no a la corrección y coordinación de los equipos de hormigonado, a fin de evitar giros o descompensaciones de carga longitudinales o transversales. Finalizado el hormigonado, se ejecutaba la corrección de cargas en barras actuando sobre los cilindros sin superar la fuerza correspondiente a cada eje, de forma que se permitiera cierto reparto transversal. Hay que indicar igualmente que en esta fase las vigas de borde, debido a la ampliación del tablero se sobrecargaban y deformaban más que las de centro, como era de esperar. Para estos trabajos, se dispusieron 6 sensores de control de desplazamiento del tablero, 3 en cada extremo (uno en cada esquina y otro en el centro). Respecto a las labores de curado, nada hubo de especial respecto a otro tipo de trabajos que convenga reseñar.

5. **Mejora de la durabilidad.** El proyecto contemplaba la realización final de un tratamiento protector de la superficie expuesta de hormigón de los tableros y estribos, consistente en la aplicación de una pintura anticarbonatación (Figura 20). Esta fue realizada mediante solución Foreva®, con control de espesor de pintura de protección aplicada entre otros controles de la calidad de la ejecución.

6. **Sustitución de apoyos.** Las láminas de plomo de ambas zonas de apoyo presentaban un franco deterioro. Pudiera decirse que se encontraban prácticamente pulverizadas (Figura 21), cualquiera que fuera la viga del tablero que se tratara. Si bien la extracción, para cualquier viga de cualquiera de los tres tableros, de las láminas de plomo superiores fue sencilla en ambos extremos, una vez

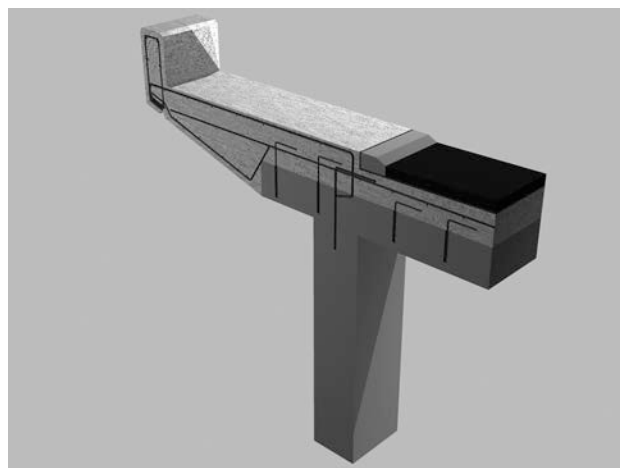


Figura 19. Corte por zona de tablero recrecido en zona de ampliación (viga de borde)



Figura 20. Estado final de tablero tras la protección

realizado el levantamiento, la situada bajo las bielas, requirió de la extracción de ésta, en todos los casos.

La misma, fue llevada a cabo por medio de un tracted de 15 kN, adecuadamente anclado a la viga, y un andamio/estructura auxiliar, que impedía la caída descontrolada del mismo e impactos puntuales sobre la plataforma. Sus dimensiones



Figura 21. Estado de conservación de los apoyos de plomo



Figura 22. Colocación de armado tras extracción de biela, y encofrado fenólico tipo

0,5 x 0,5 x 0,3 m, y su peso de unos 2 kN, así lo aconsejó. Con la extracción de todas las bielas de un determinado apoyo terminada, se procedió entonces a su macizado (solidarizándolo con el resto del estribo), pues con el nuevo sistema de apoyos elastoméricos previsto no era necesario la reconstrucción de estas bielas. Para ello los espacios liberados por la extracción de las bielas se prepararon mediante una limpieza con chorro de arena y agua, y taladros para el anclado de armados pasivos con resinas epoxis tanto en las dos caras laterales como en la posterior. El armado pasivo dimensionado, y previamente preparado en una jaula de las dimensiones de cada biela, fue entonces colocado; procediendo a continuación al anclado de las barras en los taladros descritos anteriormente. Se acometió entonces el hormigonado con morteros de alta resistencia (R4). Para lo cual fue necesaria la instalación de un paño fenólico (Figura 22) anclado con dos parejas de anclajes mecánicos de métrica 12 a modo de encofrado, por hueco. Los trabajos finalizaron con el vertido del mortero fluido predosificado autocompactable y autonivelante R4 con carga de árido hasta 5 cm antes de la cota prevista, y sin árido para el resto. En el otro lado del tablero, sin bielas, se procedía al refuerzo de la zona de apoyos mediante la eliminación de los primeros 8 cm de hormigón, el armado con parrilla de redondos del 12 a 0,10 m, y la reconstrucción de la sección eliminada con el mismo mortero R4 sin árido empleado en la zona de las bielas.

Para evitar que la realización de una meseta superior e inferior sobre cada apoyo, como es costumbre en la construcción actual, y la disposición del nuevo apoyo de mayor espesor que las placas de plomo originales, provocara que la cota final del tablero quedara elevada sobre la rasante actual del trazado de la carretera sobre la presa, se optó por la no disposición de meseta inferior. El enrasado con la cara superior del estribo se realizó con una última capa de mortero tixotrópico de unos 50 mm de espesor, provocando el asiento y rebosado del

mortero fresco durante la fase de descenso del tablero (Figura 23). De esta forma se aseguraba un adecuado trabajo de los apoyos entre dos superficies horizontales y paralelas entre sí.



Figura 23. Imagen de apoyos con la meseta superior

Los nuevos apoyos, elastoméricos zunchados tipo I, fabricados por Freyssinet, con marcado CE según EN 1337-3, en policloropreno de dimensiones 200 x 200 x 42 mm (5 x 5 + 6 x 2 + 2 x 2,5 mm, elastómero, chapas y forros respectivamente), fueron colocados de tal manera que sus ejes coincidiesen con los de las placas de plomo previamente retiradas. Tras la transferencia de carga, el sistema de apoyos conformado hasta el inicio de los trabajos por un apoyo libre de un lado (biela) y apoyo fijo del otro, cambió a un esquema de apoyos con coacción elástica longitudinal y transversal en ambos lados, provocando un reparto en función de las acciones frente a esfuerzos horizontales longitudinales y transversales.

4.1.5. Descenso controlado sobre los nuevos apoyos

Una vez alcanzada la resistencia requerida del refuerzo de losa, se procedió a la conexión del circuito hidráulico, puesta en carga, apertura de llaves de las

unidades de carga de RMD e inicio de los trabajos de descenso controlado a la cota final. Esta operación, como se ha indicado anteriormente se realizó sobre mesetas de apoyo frescas. El descenso realizado en sincronización de desplazamientos, se llevaba a cabo en dos etapas distantes entre sí unas 24 horas. La primera consistente en el posicionamiento y la segunda en transferencia de carga. El posicionamiento consistía básicamente en disponer el tablero a su rasante final, para lo que era necesario bajar únicamente entre 8 y 10 mm de los 70 inicialmente levantados. Esto era debido a que la cara inferior de las vigas se disponía unos 50/55 mm por encima de la teórica inicial (42 mm de apoyo + 10 mm de meseta superior). Entre 8 y 10 mm se habían perdido igualmente por deformaciones durante los trabajos de hormigonado. Finalizado el posicionamiento, se cerraban de nuevo las unidades hidráulicas de RDM, a fin de esperar el adecuado fraguado del mortero tixotrópico (unas 24 horas), momento en el que se iniciaba la transferencia de carga, hasta la completa descarga de las unidades hidráulicas y puesta en carga de los apoyos.

4.1.6. Desmontaje de estructuras auxiliares y movimiento de vigas principales

Con el objeto de minimizar los tiempos en obra, se optó por el no desmontaje de las vigas principales en su traslado entre tableros. Para ello, y tal como se muestra en la Figura 24, una vez finalizadas las operaciones en un determinado tablero se transportaban mediante camión de un vano a otro. Para ello se retiraba inicialmente el encofrado auxiliar y andamio y posteriormente los balancines, barras y vigas Megashore® transversales superiores y los arrostros a las vigas de borde de apoyo. Mediante unas grúas instaladas en los vanos adyacentes al vano reforzado, se cargaba un primer paquete correspondiente a dos vigas principales sobre camión tractor y Dolly para proceder a su desplazamiento al vano

siguiente. Una vez ubicadas estas, se cargaba y transportaba igualmente la restante. La tarea de movimiento propiamente dicha conllevaba una jornada de trabajo, lo que hacía muy rentable esta forma de proceder.

4.2. Sistema de control de operaciones

El principal objeto del control de la ejecución de las operaciones de izado y refuerzo, así como las modificaciones en los medios de izado, y el descenso, fue controlar en todo momento el estado tensional de los elementos primitivos y de los sucesivos refuerzos que se iban ejecutando a fin de que estos no entraran en carga hasta el momento previsto en proyecto. Sobre todo, en aquellas operaciones que entrañaban más riesgos, como levantamientos, hormigonado..., en los que podían darse con mayor facilidad diferentes repartos de carga, giros u otros.

Por lo anterior, se consideró necesario el control de dos parámetros: fuerzas y deformaciones, durante la totalidad de la obra. A partir de un modelo evolutivo, corregido posteriormente en base a los resultados obtenidos del peso real de la estructura auxiliar de levantamiento, se pudo determinar las cargas y deformaciones previstas en cada fase y un orden de magnitud de tolerancia aceptable entre los valores reales en el proceso en los puntos de control.

Además de los sensores comentados a lo largo del documento y que fueron dispuestos de forma específica para las operaciones tratadas en cada momento, se establecieron 24 puntos de control topográfico: 9 puntos en el tablero (N1 a N9 en la Figura 25, primera imagen), 9 en las celosías de apeo (C1 a C3, C7 a C9 y C13 a C15, en la Figura 25, segunda imagen) y 6 en los puntos de apoyo de los gatos de izado de las barras (C4 a C6 y C10 a C12 en la Figura 25, segunda imagen). El control



Figura 24. Transporte de celosía con grúa y camión

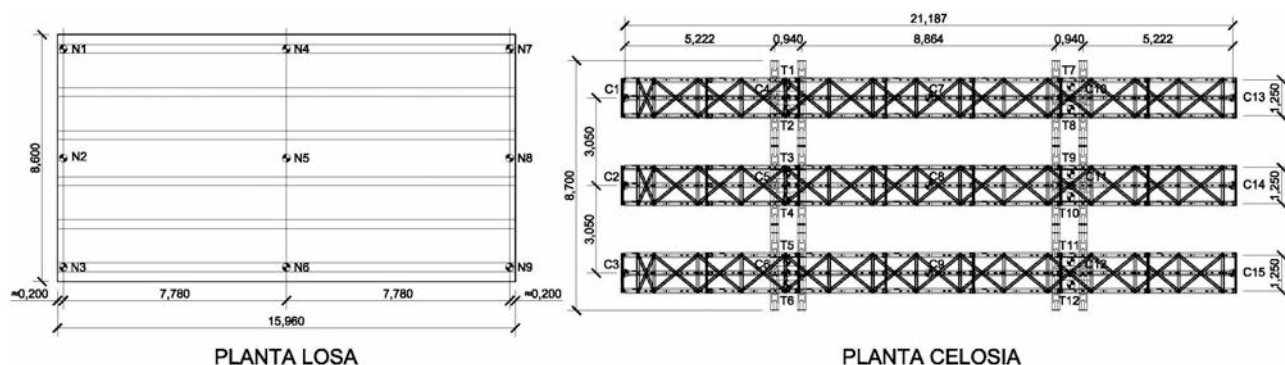


Figura 25. Puntos de control en tablero y celosía

geométrico de niveles y de deformaciones de las estructuras auxiliares se realizó por flexómetro digital (propio del sistema de levantamiento asistido por ordenador) con un control externo topográfico.

5. ASPECTOS RELEVANTES DEL CÁLCULO Y COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

5.1. Introducción

Este apartado trata las particularidades de la comprobación estructural del proyecto original y la de la alternativa, evaluando su influencia en el ciclo constructivo. Presenta de un modo resumido el conjunto de comparativas principales que hubo de presentarse al objeto de hacer valer la alternativa, tanto en estado límite último como en estado límite de servicio, si bien, dado el tipo de estructura de que se trata, estas últimas verificaciones no presentaban especial relevancia. De igual forma se presenta el análisis estructural a lo largo de la ejecución de los trabajos, ya que en este caso, sí debía demostrarse fehacientemente que en ningún momento se superaban los esfuerzos considerados en proyecto. También se hace una justificación de los elementos provisionales; como es lógico por ser todos ellos a propuesta de Freyssinet.

5.2. Aspectos relevantes del cálculo del proyecto original

El proyecto verificaba la estructura reforzada tanto en estado límite último como estado límite de servicio, conforme a la normativa de cargas [12], y de hormigón vigente [13]. Para las verificaciones durante las fases críticas del proceso de refuerzo, el proyecto contemplaba igualmente la verificación conforme a los criterios referidos en la normativa de hormigón vigente [13], teniendo en cuenta los esfuerzos que introducía el pretensado exterior que se disponía. Por su relevancia se destacan únicamente dos aspectos, el comportamiento dinámico, y el pretensado exterior.

5.2.1. Comportamiento dinámico

El proyecto evalúa el origen del comportamiento de la estructura, tratando de discernir si éste era debido

a fenómenos dinámicos al paso de camiones de gran peso con velocidades comprendidas entre los 60 y los 90 km/h o por el contrario a excesivas deformaciones. Para aclararlo se realizaron una serie de pruebas dinámicas con paso de camiones con y sin tablón Rilem, en las que se concluyó que:

- La frecuencia propia asociada al primer modo de vibración adoptaba un valor del orden de 9,4 Hz, fuera del rango de excitación habitual de los vehículos, que se sitúa en el orden de los 2 Hz.
- El coeficiente de impacto deducido de las pruebas era bajo.
- El amortiguamiento de la estructura era bajo, con valores del orden del 0,3%, cuando deberían encontrarse en el rango entre 0,5% y 2%, lo que podría asociarse también a la sensación de oscilación del tablero.

Concluía por tanto que la sensibilidad apreciada “in situ” con tráfico de pesados, debía entonces asociarse a una excesiva deformación de la estructura, acrecentada por la fisuración por flexión en las vigas. Valorándose que esta última suponía una pérdida de rigidez del 40% respecto a la de la sección bruta.

Por ello en el proyecto se recurría a la solución tradicional en este tipo de situaciones, planteando las siguientes acciones:




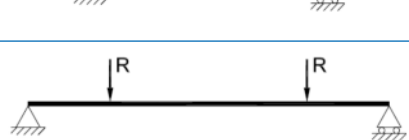
- Restituir la rigidez original de la sección eliminando la fisuración,
- Aumentar la masa y rigidez mediante el recrido de la sección,

El proyecto consideraba que estas acciones serían suficientes, y no se requirieron ensayos o verificaciones a la finalización de los trabajos.

5.2.2. Pretensado exterior

El trazado y la eficacia del pretensado se verificaron mediante un modelo unidimensional con la sección real completa del tablero, tal y como recoge la tabla 1. Sus efectos se introdujeron como acciones exteriores

Tabla 2. Análisis de carga en tablero en cada fase de ejecución del refuerzo según alternativa con apeo superior

Fase	Estado de carga	Sección	Cargas
1		Sección actual	Peso propio viga
2		Sección actual	Peso propio viga
5		Sección actual	- Peso propio losa superior - Carga muerta, barrera más ampliación de aceras
6 y 7		Sección con losa superior	- Carga muerta firme - Reacciones acumuladas en fases (1 a 5)

aplicadas en los anclajes, así como en los puntos de desvío del trazado poligonal con coacciones lineales en un plano.

Las vigas desviadoras se verificaron mediante un modelo de elementos unidimensionales en el que se introdujeron los seis apoyos de la misma en las vigas del tablero como resortes lineales cuya constante se estimaba a partir de la rigidez longitudinal de las referidas vigas. Así, la rigidez de la viga de borde era distinta a la rigidez de las vigas interiores originando un reparto no equitativo de la reacción por la acción del pretensado.

5.3. Aspectos relevantes del cálculo de la solución alternativa

Tras el planteamiento inicial de modificación del procedimiento de ejecución se acordó con la Dirección de Obra la presentación de un proyecto redactado por el subcontratista que justificase y garantizase la propuesta, en los mismos términos que el proyecto original. El mismo, por tanto, no difiere sustancialmente en su estructura, organización y verificaciones respecto del inicial, salvo en que se incluye la justificación de toda la estructura de apeo, andamios y encofrado auxiliar según el nuevo planteamiento.

5.3.1. Análisis estructural durante el proceso constructivo

La sustitución del sistema de apeo con pretensado exterior con cordones por las péndolas implicaba a nivel estructural dos cambios fundamentales (Tabla 2):

- La pérdida de la contribución del axil del pretensado.
- A partir de la fase 2, se variaba el comportamiento estructural. Se pasaba de una estructura de luz L isostática a una biapoyada $L' < L$ con voladizos

extremos de luz L'' ($L'' = (L - L')/2$). Este cambio de comportamiento estructural debido a la modificación referida anteriormente provocaba un momento negativo y un esfuerzo cortante en puntos de apeo cuyo máximo valor se producía durante la fase de aumento de losa de compresión y recrecido de tablero.

Por tanto, el objeto del análisis debía demostrar la aptitud del tablero para resistir los esfuerzos durante la ejecución sin dicha contribución y con los nuevos estados tensionales que se generaban en las diferentes secciones. A tal fin, se analizó la capacidad resistente de las secciones de estudio (centro de vano y punto de apeo), y se realizó un análisis tensional y una comprobación de la fisuración con cargas características en las fases de construcción críticas. Se verificó que los coeficientes de seguridad durante todo el proceso de construcción entre las distintas soluciones (proyecto y alternativa) eran similares. De dicho estudio se dedujo que las vigas extremas eran la más desfavorables, al ser las más solicitadas y, a su vez, las de menor capacidad resistente.

Asimismo, para resolver la modelización en el estado final, se materializó la retirada del apeo como una acción contraria al peso sobre apoyos provisionales, sumando de esta forma los estados de tensión de la sección recrecida con los estados de la sección no reforzada en fase 5.

5.3.2. Análisis estructural tras su puesta en servicio

A priori, y dado que no existía ninguna modificación sobre la estrategia de reparación, debería entenderse que ninguna actuación debía realizarse dentro de este apartado. Si bien la afirmación anterior es cierta, también lo es que finalmente debió aportarse una justificación del tejido de fibra de carbono empleado. Esto, que puede parecer extraño, no lo es tanto. Más bien al contrario, suele ser casi un paso obligado en cualquier reparación que incluye este tipo de refuerzo.

Tabla 3. Comparativa de características matriz & tejido del proyecto versus Foreva® TFC

Característica	Unidad	PROYECTO	Foreva® TFC (tejido)
E	MPa	230.000	105.000
e	mm	0,167	0,480
ϵ_d ‰	–	6,7	8,7
ϵ_o ‰	–	0	0,1
Ancho	mm	280	200 / 300

Donde:

- E: Módulo de elasticidad de la fibra de carbono.
- e: Espesor de las bandas de TFC.
- ϵ_d ‰: Deformación de cálculo desarrollada en ELU.
- ϵ_o ‰: Deformación inicial del acero justo antes de posicionar las bandas de TFC.
- Ancho: Ancho de la banda de material compuesto.

La razón no es otra que la confluencia actual en el mercado de una gran cantidad de tejidos de fibra de carbono de diferentes casas comerciales, con propiedades si bien parecidas, en realidad diferentes (Tabla 3). Por lo que suele ser bastante poco habitual que la empresa que ejecute este tipo de actuaciones lo lleve a cabo con el mismo material con el que se acometieron los cálculos en su día. Más aún, si como ocurre en el caso que nos ocupa, la empresa dispone de su propio producto en base a acuerdos comerciales internacionales.

Por tanto, la dirección de obra exigió la justificación del análisis estructural tanto en ELU como en ELS (fisuración) del producto que realmente se iba a emplear en obra, el Foreva® TFC. Para ello se partía del proyecto original, en el que este refuerzo se acometía con:

- 2 capas de tejido en U cosiendo las almas cerca de los apoyos en lo que se refiere a cortante.
- 5 bandas de 9,5 m de longitud y 20 cm de ancho, superpuestas en 4 capas en el centro del vano para el refuerzo a flexión.

Para el cálculo justificativo de la alternativa, se tuvo en cuenta tanto la tipología de la estructura de que se trataba, como el tipo de refuerzo, como las condiciones reales de la estructura (sometida a solicitaciones repetidas dinámicas y con presencia de fisuras según las inspecciones). Por tanto, se optó por partir del supuesto de sección fisurada, con apertura de fisura para una sección que ha agotado toda su capacidad de trabajo en tracción y el empleo tanto de las formulas y consideraciones recogidas en el art. 49 de la EHE-08 [13], como en las de su anejo 8.

De igual forma, se respetó tanto el método de cálculo, como las reglas de uso del producto Foreva® TFC (cuyos datos, los del compuesto matriz & resina, se recogen en la tabla 4) que quedan amparadas por el

documento de idoneidad técnica (DIT) 3/07-540 del CSTB-Francia, a fin de que la reparación se realizase conforme a los estándares de calidad y seguridad que dicho documento permite.

La verificación para el refuerzo en flexión se limitó, por tanto, a validar la cantidad de tejido empleado, reducir o aportar el que fuera necesario a fin de mantener las mismas prestaciones tanto en ELU como en ELS. Adicionalmente se consideró necesario justificar igualmente la adherencia sobre el soporte, la deformación de la estructura reforzada del material compuesto y de la armadura de la sección tomando en cuenta la deformación inicial de la misma así como la tensión rasante entre soporte y estructura.

En lo que se refiere al refuerzo a cortante, se realizó únicamente un cálculo de equivalencia mecánica, entre el compuesto de fibra de carbono del proyecto y la alternativa presentada, validando de esta forma la alternativa.

Tabla 4. Propiedades complementarias a las recogidas en la tabla 3 del conjunto matriz y resina: Foreva® TFC.

Característica	Unidad	Valor
Tracción rotura del compuesto	MPa	1.700
Tracción rotura 1 cm de ancho cadena	kN	8,15
Tracción rotura 1 cm de ancho trama	kN	3,50
σ_{uf}^1	MPa	913

¹ La tensión máxima admisible en el compuesto TFC en ELU está definida a partir de una deformación del 1% del FRP en la sección reforzada, afectada por un coeficiente parcial de seguridad $\gamma_t = 1,15$. Por ello la tensión máxima admisible de tracción en ELU es: $\sigma_{uf} = 105.000 \times 1\% / 1,15 = 913$ MPa. La deformación de cálculo desarrollada en ELU es de: $\epsilon_d = 1\% / 1,15 = 8,7\%$.

Las cantidades medidas en superficie de producto dispuesto por viga finalmente no variaban para el refuerzo a cortante y se redujeron a flexión respecto de la proyectada (13,30 m² en proyecto por 9,4 m² realmente dispuestos).

5.4. Aspectos relevantes del cálculo de los equipos provisionales

5.4.1. Verificación de la pasarela inferior

Para el cálculo de la pasarela inferior, se respetaron las recomendaciones y prescripciones recogidas en la UNE-EN 12.810 [14] y [15] y UNE-EN 12.811 [16] y [17], tanto para las cargas como para el método de cálculo y justificación de los diferentes elementos que la conforman. Atendiendo a lo indicado en las mismas se consideraron las siguientes acciones:

- PP: peso propio según los materiales y secciones de los elementos empleados.
- SC: sobrecarga de uso de andamio. Considerando tipo Jaula con 2,00 kN/m² (plataformas clase III) concentrada en un área de 6 m² en cualquier zona de la misma y concomitante a la anterior una sobrecarga de 0,75 kN/m² para el resto de la superficie (171 m²).
- V: viento sobre el andamio. Al estar situada la estructura a 70 metros de altura, fue necesario realizar un estudio de las posibles cargas de presión/succión del viento sobre la superficie horizontal expuesta y sus acciones locales sobre el andamio, determinándose una valor característico de ±0,46 kN/m².
- γ : coeficiente parcial de seguridad de las acciones igual a 1,5.

En base a estos datos se realizaron modelos matriciales para la determinación de los esfuerzos en los elementos que lo componían y diseño del mismo, sin que fuera necesario incidir más en el cálculo del mismo por no variar respecto a cualquier otro.

5.4.2. Verificación del apeo

El caso de un sistema de apeo con cimbra apoyada sobre cilindros hidráulicos, con cargas colgadas y péndolas colgadas que disponen equipos hidráulicos, es tan poco habitual que encontrar una normativa que respalde su cálculo o justificación es tarea ardua, si no imposible. Por tanto, se optó por emplear aquella que se consideró que bien adaptada pudiera servir igualmente a los fines del trabajo que se desarrollaba en términos de seguridad de los trabajos. En concreto, las empleadas fueron la FEM (Fédération Européenne de Manutention) [18] y el Eurocódigo 3 [19].

Las razones que motivaron el uso de esta normativa y no otra, es que el primero incluye un conjunto de recomendaciones que se consideran adecuadas para

estructuras provisionales, ya que incorpora los efectos dinámicos propios de los sistemas móviles de construcción y de la elevación de carga, así como los efectos debidos a mecanismos, mientras que el segundo es adecuado por su aplicación a estructuras de carácter permanente sometidas a acciones permanentes, o variables debidas a fenómenos naturales.

En lo que se refiere a la verificación propiamente dicha, y atendiendo a la clasificación de la FEM, la combinación de acciones se consideró del tipo II (aparato en servicio con viento), que venía expresada por la ecuación 1:

$$\gamma_c (S_G + \psi S_L + S_H) + S_W \quad (1)$$

Donde:

- S_G : cargas de peso propio de la cimbra.
- S_L : cargas de servicio (cargas colgadas de la cimbra).
- S_H : esfuerzos horizontales de las cargas en movimiento.
- S_W : cargas de viento.
- γ_c : coeficiente parcial de seguridad de las acciones en función de la clase de maquinaria y de la forma de empleo de la misma (en este caso maquinaria manejada a mano, tipo A1-A2 según apartado 2.1.2.4 de la FEM [18]). Tomando en este caso por todo lo antedicho el valor de 1,02.
- ψ : a considerar para elevación a una velocidad mínima de 1 m/s. En el presente caso, la ponderación de las cargas por efecto dinámico no representaba un efecto previsible, por lo que se optó por que dicho valor fuera 1.

Asimismo se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones en la determinación de los valores de las cargas:

- Se aplicó la carga de viento horizontal y vertical de la normativa para puentes de carreteras vigente [12] para el periodo de retorno más corto sobre la plataforma inferior de trabajo (50 años - para las cargas en construcción).

Para el estudio completo de la estructura y con el propósito de compatibilizar las acciones de la FEM a las verificaciones estructurales con cargas mayoradas según EC3, se corrigió la ecuación 1, con un nuevo coeficiente γ_v , quedando la expresión según lo recogido en la ecuación 2,

$$\gamma_v (\gamma_c (S_G + \psi S_L + S_H) + S_W) \quad (2)$$

El valor que dicho coeficiente tomaba variaba en función de la combinación que se evaluara, y concretamente los siguientes:

- ELS: $\gamma_v = 1,00$.
- ELU $\gamma_v = 1,5$.
- Situaciones accidentales. $\gamma_v = 1,10$.

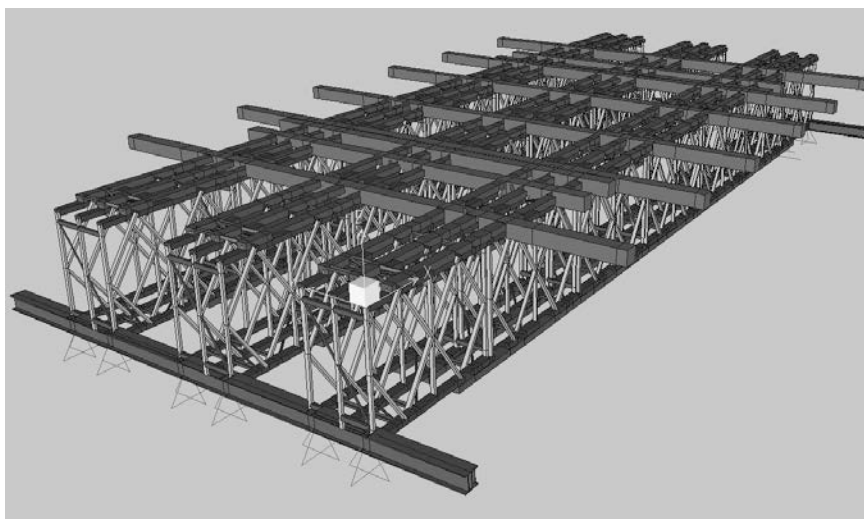


Figura 26. Modelo de la celosía

El análisis de la estructura provisional se realizó mediante un modelo matricial (Figura 26), en el que se tuvieron en cuenta las distintas etapas constructivas y de puesta en carga (apeo, recredido, ensanche), así como posibles desajustes en puntos de izado.

6. CONCLUSIONES

El proceso mediante el cual se proyecta la reparación y refuerzo de una estructura es un trabajo de una gran complejidad. Más si cabe, que el proyecto de ejecución de una estructura de nueva planta, ya que el mismo debe contemplar muchos de aquellos aspectos comunes y habituales en la ejecución de este último, junto a otro amplio abanico de aspectos propios recogidos en la normativa vigente [10], tales como su estado inicial y la vida útil residual de la estructura, o el número, coste y ciclos de reparación que deberán ser llevados a cabo durante esa vida útil, o las prestaciones requeridas, o la vida útil probable de los trabajos que se prevé llevar a cabo, o las dificultades para acometer los trabajos (accesos, productivos o de uso, etc.). Entre los aspectos que más deberían contar habitualmente en la toma de decisiones de la estrategia de reparación, por la trascendencia que éstos tienen en la calidad y seguridad, no está sin embargo la valoración de los medios auxiliares más adecuados para llevarla a cabo.

El artículo que aquí concluye, refiere un caso real de una obra en la que manteniendo toda la estrategia de reparación, se modifica en su totalidad la forma de abordar la ejecución de la misma. Planteando a priori una solución técnicamente mucho más compleja de resolver, como es la ejecución de una estructura superior de la que se apea la estructura, se cuelgan el encofrado necesario y un andamio o plataforma de trabajo, demuestra que a la larga presenta grandes ventajas técnicas, de calidad, de seguridad, ambientales y

constructivas. La experiencia de esta obra en particular plantea que el establecimiento de plataformas o estructuras más o menos complicadas en entornos de trabajo difíciles, aunque a priori puedan parecer soluciones técnicamente complejas y costosas, no lo son en modo alguno, cuando son fruto de un análisis y estudio pormenorizado, y aportan frente a sus alternativas, cuando menos, facilidad de control de la ejecución, supervisión de los trabajos y acceso al cliente y su dirección facultativa.

REFERENCIAS

- [1] FRANCO, ANTONIO L. "El pantano de Alarcón". *Revista de obras públicas*, 1933, vol. 81, tomo I, n° 2612, p. 16-18. [Disponible en: http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1933/1933_tomoI_2612_05.pdf]
- [2] UNE-EN 1504-1:2005. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 1. Definiciones*. Madrid: AENOR, julio 2005.
- [3] UNE-EN 1504-2:2004. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 2. Sistemas de protección superficial para el hormigón*. Madrid: AENOR, octubre 2004.
- [4] UNE-EN 1504-3:2005. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 3. Reparación estructural y no estructural*. Madrid: AENOR, diciembre 2005.
- [5] UNE-EN 1504-4:2004. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de*

la conformidad. Parte 4. Adhesión estructural. Madrid: AENOR, noviembre 2004.

[6] UNE-EN 1504-5:2004. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 5. Productos y sistemas para inyección del hormigón*. Madrid: AENOR, diciembre 2004.

[7] UNE-EN 1504-6:2006. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 6. Anclaje de armaduras de acero*. Madrid: AENOR, agosto 2006.

[8] UNE-EN 1504-7:2006. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 7. Protección contra la corrosión de armaduras*. Madrid: AENOR, agosto 2006.

[9] UNE-EN 1504-8:2004. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 8. Control de calidad y evaluación de conformidad*. Madrid: AENOR, noviembre 2004.

[10] UNE-EN 1504-9:2011. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 9: Principios generales para el uso de productos y sistemas*. Madrid: AENOR, enero de 2011.

[11] UNE-EN 1504-10:2003 / AC:2005. *Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de*

hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 10: Aplicación "in situ" de los productos y sistemas y control de calidad de los trabajos. Madrid: AENOR, diciembre de 2003 y octubre de 2005.

[12] IAP-98. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, febrero de 1998.

[13] EHE-08. *Instrucción de Hormigón Estructural-EHE-08*. 2ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2011.

[14] UNE-EN 12810-1:2005. *Andamios de fachada de componentes prefabricados. Parte 1. Especificaciones de los productos*. Madrid: AENOR, junio de 2005.

[15] UNE-EN 12810-2:2005. *Andamios de fachada de componentes prefabricados. Parte 2. Métodos particulares de diseño estructural*. Madrid: AENOR, junio de 2005.

[16] UNE-EN 12811-1:2005. *Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 1: Andamios. Requisitos de comportamiento y diseño general*. Madrid: AENOR, junio de 2005.

[17] UNE-EN 12811-2:2005. *Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 2: Información sobre los materiales*. Madrid: AENOR, junio de 2005.

[18] FEDERATION EUROPÉENNE DE LA MANUTENTION (FEM). *Rules for the design of hoisting appliances. Booklet 2: Classification and loading on structures and mechanisms*. Paris: FEM, octubre de 1987.

[19] UNE-EN 1993. *Eurocódigo 3. Proyecto de Estructuras de Acero*. Madrid: AENOR, diciembre de 1996.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad:	Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Dirección General del Agua, Confederación Hidrográfica del Júcar.
Proyecto:	VALTER. Valenciana de estructuras.
Contratista principal:	Construcciones ALPI.
Subcontratista:	Freyssinet S.A.
Estructura de apeo:	RMD Kwikform y Freyssinet SA .
Plataforma Layher:	Montajes Sacekon S.L.

III Jornadas Internacionales de ACHE de Enseñanza de la Ingeniería Estructural

Los días 12 y 13 de junio se celebraron en la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universitat Politècnica de València (UPV) las III Jornadas Internacionales de ACHE de Enseñanza de la Ingeniería Estructural. Las Jornadas constituyen una cita única, pues muy pocos eventos como éste existen en el mundo, y las expectativas generadas eran muy altas, pues el entorno había cambiado mucho desde que Madrid acogiera la anterior edición en el año 2007. En efecto, la crisis ha obligado a las empresas a internacionalizarse aún más y al sistema universitario a reinventarse para mejorar con menos recursos. Además, la implantación del Espacio Europeo de Educación Superior con sus retos asociados sigue avanzando y las circunstancias actuales hacen que temas como la ética profesional o el hacer más atractivas las enseñanzas técnicas sean cada día más importantes.



Mesa redonda con el tema "Educar para el futuro"

Para abordar los retos planteados se amplió el ámbito tradicional de las Jornadas. Así, el evento abarcó por primera vez cualquier material de construcción y se transformó en internacional. Para ello, se admitió la escritura y presentación de ponencias en español e inglés y se contó con la colaboración de destacados ponentes y miembros del comité científico de fuera de España.

El resultado fue unas Jornadas muy productivas y vividas con gran intensidad. La profesora María Garlock, de la Universidad de Princeton, dio la conferencia inaugural. En ella mostró de forma magistral un enfoque de enseñanza de la ingeniería estructural que integra humanidades, aspectos creativos y elementos artísticos sin perder el rigor que la materia exige. Su contenido puede verse en la parte de descargas de la web de ACHE. Los ponentes presentaron oralmente 59 comunicaciones centradas en tres ámbitos fundamentales de la ingeniería estructural: innovación educativa, nuevos retos y temas e ingeniería en un contexto internacional. Las



Grupo de participantes en las Jornadas antes de la cena celebrada en la Playa de El Saler

comunicaciones mostraron tanto el elevado nivel, creatividad e inquietudes de los docentes y profesionales de esta rama como sus deseos de compartir experiencias. A través de ellas se puso de manifiesto el interés que despiertan, entre otros, temas como las nuevas tecnologías y sus aplicaciones docentes, la relación de la enseñanza con las empresas y con la I+D+i, los nuevos materiales de construcción y el aprendizaje a través de los grandes proyectistas y constructores que nos precedieron. Se celebró también una mesa redonda donde participaron profesionales de la enseñanza, de la administración, consultores, constructores, arquitectos, ingenieros y estudiantes. El debate resultó apasionante, pues hubo una gran discusión sobre lo que debe saber el ingeniero del futuro y cómo puede aprenderlo. La clausura corrió a cargo del escritor, maestro de primaria y formador José María Toro, quien compartió su visión de la educación como el arte de hacer de cada alumno una edificación cargada de humanidad y de belleza. Un resumen de su charla puede verse en su blog.

Pero las Jornadas no se acabaron con la clausura. Hay un deseo de mantener el debate abierto, de compartir materiales y de plantear actividades en común. Para ello está previsto la creación de un grupo de trabajo dentro de ACHE y de grupos y foros en las redes sociales (Facebook y LinkedIn) centrados en temas de enseñanza.

Las III Jornadas de Enseñanza de ACHE fueron un gran éxito gracias a todos los que participaron en ellas (asistentes, conferenciantes invitados, miembros de comités, personal y colaboradores de ACHE y expositores). Las Jornadas fueron posibles gracias al apoyo de diferentes instituciones de la UPV (Escuela de Ingenieros de Caminos, Departamento de Ingeniería de la Construcción e Instituto de Ciencias de la Educación), del Instituto Eduardo Torroja y del Colegio de Ingenieros de Caminos.

Ignacio Payá Zaforteza

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
y Proyectos de Ingeniería Civil
Universitat Politècnica de València*

Puentes y estructuras con y sin juntas

JORNADA TÉCNICA ANUAL DE ACHE

20 | JUNIO | 2013

El pasado 20 de junio de 2013 ACHE celebró, un año más, su Jornada Técnica Anual, coincidente como es habitual con la celebración de la Asamblea anual de la Asociación. En esta ocasión se trató el diseño y construcción de estructuras frente a acciones horizontales, especialmente en sus repercusiones sobre la disposición o eliminación de apoyos y juntas.



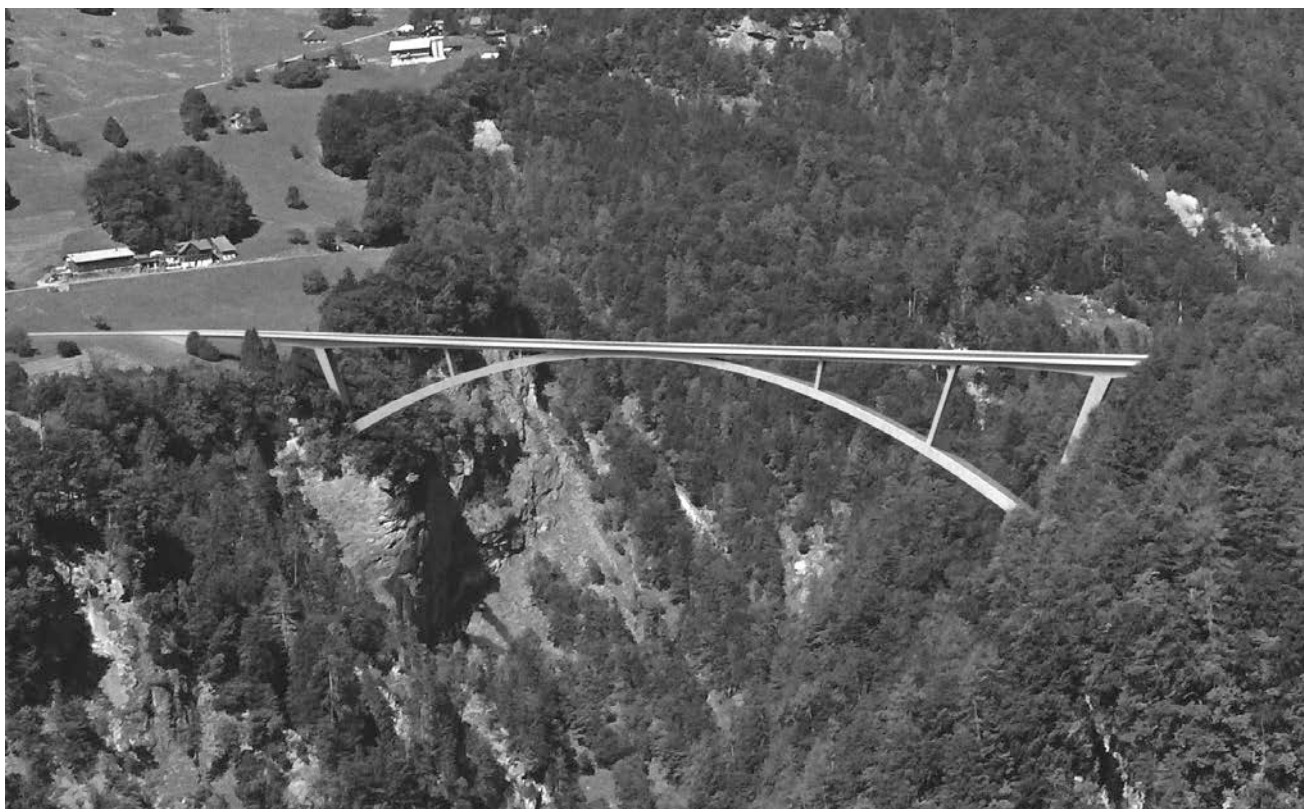
Intervención del conferenciante invitado Karl Humpf

La colocación de juntas de dilatación y aparatos de apoyo ha determinado tradicionalmente la forma de abordar el diseño estructural frente a las acciones horizontales. Ambos elementos, no obstante, presentan una vida útil más reducida que el resto componentes de la estructura, lo que implica mayores labores, y costes, de inspección y mantenimiento. Ello ha despertado un creciente interés de Propiedades y Administraciones sobre las estructuras integrales o semi-integrales, cuyo diseño y construcción abre diversas soluciones.

Orientada de este modo, la Jornada se dividió en dos sesiones. La primera se dedicó a presentar el magnífico documento elaborado por el grupo de trabajo de ACHE GT5/5 “Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas”. La segunda sesión recogió aspectos diversos que definen la estrategia a seguir en el caso del diseño de puentes de carretera o de ferrocarril, tanto en España como en otros países. Entre ambas sesiones, el experto ingeniero Karl Humpf presentó varias realizaciones internacionales de puentes proyectados por la prestigiosa ingeniería alemana Leonhardt Andrä und Partner.

Los inscritos en la Jornada pueden bajarse las presentaciones de nuestra web (entrando con el usuario, en el menú de la izquierda y abajo “zona personal” y “descargas”). Además, a partir del 1 de enero próximo cualquier socio de ACHE podrá descargarse los contenidos de esta Jornada.

En la primera sesión se presentó la monografía “Proyecto de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas” interviniendo Alejandro Pérez Caldentey, Juan Carlos Arroyo Portero, Javier Ezeberry Parrotta, y Manfred Petersen. En sus exposiciones se presentó el procedimiento desarrollado en la Monografía para el análisis de las deformaciones impuestas, lo que redundará directamente en la eliminación o disminución de juntas, añadiendo reglas prácticas que facilitan el análisis estructural especialmente en edificios. Explicaron, además, un ejemplo de aplicación práctica que también se puede descargar desde la web.



Arco sobre el valle de Tamina en Suiza

A continuación tuvo lugar la conferencia invitada a cargo de Karl Humpf, “Puentes integrales: oportunidades y limitaciones”. Karl expuso diferentes experiencias de puentes integrales y grandes viaductos cubriendo todas las tipologías. Es de destacar el arco sobre el valle de Tamina en Suiza que aparece en la portada del anuncio de la Jornada.

En la segunda sesión se analizaron los puentes frente a acciones horizontales y las soluciones integrales en las siguientes intervenciones:

- “Diseño de puentes de carretera frente a acciones horizontales: concepto y aplicaciones” por José Antonio Llombart Jaques. En ella expuso los problemas más habituales de apoyos y juntas para cualquier tipo de puente de carretera. También expuso algunas realizaciones singulares de puentes, como el atirantado extradadosado de Teror.
- “Diseño de puentes de ferrocarril frente a acciones horizontales: concepto y aplicaciones” por Francisco Millanes Mato. Pasó revista a las soluciones para este tipo de puentes tras la larga experiencia acumulada en este país por las líneas de alta velocidad, y describió alguna realización singular como el viaducto de Archidona.
- “Diseño de puentes frente a acciones sísmicas” por José Romo Martín. Describió los problemas y las estrategias para enfrentarse a las acciones sísmicas, y puso algunos ejemplos de realizaciones en zonas con alta sismicidad.
- “Enfoque internacional del diseño de puentes frente a acciones horizontales” por José Emilio Herrero Beneítez. Describió las diferentes soluciones típicas de puentes integrales en diferentes países del mundo tanto en pilas como en estribos.

Comité de Eventos de ACHE



Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos, o ambientales de las mismas.

Además de los Artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección de Otras Informaciones. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la Revista Hormigón y Acero deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

- Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..
3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr.* Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:

secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Autores

El número máximo de autores de un artículo será de cinco. En la parte final del artículo se podrá incluir un apartado de agradecimientos en el que se mencionen otros organismos o personas que, si bien no son autores

principales, han colaborado en el artículo, en la investigación, proyecto u obra objeto del mismo.

5.2. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.3. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.4. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se imprimen en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información con-

tenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tomada en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.5. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82100-0:1996 y UNE 82103:1996..

5.7. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.8. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.9. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la Revista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades, indicando la ciudad y el país.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) Referencias a artículos publicados en revistas:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) Referencias de libros:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en Hormigón y Acero. En caso de aceptación esta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

El Comité de Redacción de Hormigón y Acero, en ejercicio de su labor de edición, podrá realizar modificaciones en la redacción final del texto para, sin cambiar el significado del mismo, adaptarlo al estilo gramatical y literario de la revista

7 . CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la Revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un “Acuerdo de publicación” que deberá ser firmado por todos y cada uno

de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de Hormigón y Acero.

8 . MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato.pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la Revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.



HORMIGÓN Y ACERO Instructions for authors

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the Other Informations section of the journal. Such papers may consist of comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on..

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

This text must include the following:

- Full name of the corresponding author.
- Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.

2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.

3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.

4. A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly

identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

For manuscripts submitted by post:

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

For manuscripts submitted by e-mail:

secretaria_revista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Authors

Papers may be signed by a maximum of five authors. Contributions to the paper or to the research, design or works described by organisations or people who are not the main authors may be acknowledged in a specific section at the end of the article.

5.2. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

5.3. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

5.4. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text.

Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.
- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings will be requested to replace them with analogous figures more appropriate for publication.

5.5. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text, where their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

5.6. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 80000-1:2009.

5.7. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter “l” and the number one (1); the letter “O” and the number zero (0); capital “K” and small “k” and so on).

5.8. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

5.9. General structure

A Word (.doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

Title: The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

Authors and affiliation: The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

Abstract: Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

Keywords: Five keywords will be provided, to facilitate article searches and classification in databases.

Text: The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

Appendices: In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

References: The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Wherever possible, the following international criteria should be followed:

a) *Journal articles:*

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) *Books:*

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All manuscripts meeting the above requirements will be reviewed by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

The *Hormigón y Acero* Editorial Board reserves the right to make editorial changes in the final wording of the articles published, without altering the meaning, to adapt the text to journal stylistic standards.

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

Boletín de inscripción en

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

- 1. Miembro Patrocinador.** Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5.
- 2. Miembro Protector.** Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso 3.
- 3. Miembro Colectivo.** Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2.
- 4. Miembro Personal.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.
- 5. Miembro menor de 30 años.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.
- 6. Miembro menor de 26 años.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 26 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....

Razón social:..... NIF/CIF:.....

Dirección..... C.P.:..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado..... Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud:/...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de: ☐ Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:

☐ Menor de 26 años (25 €)

☐ Menor de 30 años..... (45 €)

☐ Personal..... (95 €)

☐ Colectivo (235 €)

☐ Protector (410 €)

☐ Patrocinador (820 €)

I.V.A. incluido

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

Titular de la cuenta:

Entidad: Oficina DC Núm.

Firma

(sello de la entidad para personas jurídicas)



SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidos:.....

Razón social:..... NIF/CIF:.....

Dirección..... C.P.:..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado..... Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud:/...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

• SUSCRIPCIÓN ANUAL (4 NÚMEROS):

FORMATO IMPRESO

- España 95 €

- Resto de países..... 123 €

FORMATO DIGITAL 85 €

• PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:

FORMATO IMPRESO

- España 28 €

- Resto de países..... 39 €

FORMATO DIGITAL** 25 €

I.V.A incluido

PEDIDOS

Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
Avd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

FORMA DE PAGO:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030 4545 44 0000458271
SWIFT/BIC CODE: ESPCESMM - IBAN NUMBER: ES84 0030 4545 4400 0045 8271

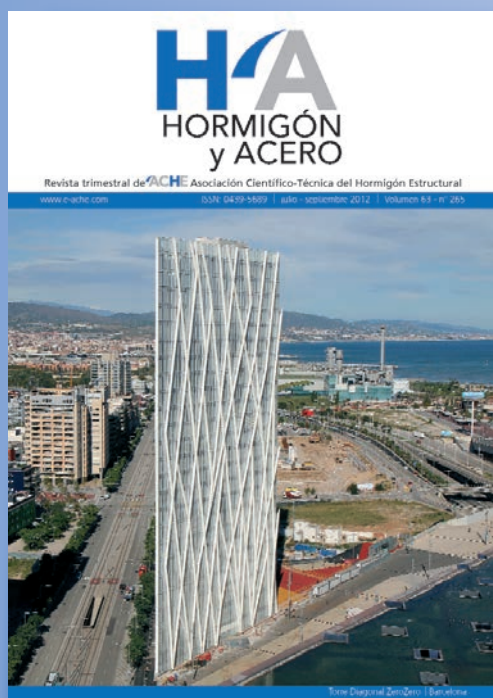
* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista Hormigón y Acero, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

** Precio válido únicamente para números publicados en los dos últimos años. El resto de los números están disponibles gratuitamente en: www.e-ache.com/hya





últimos números publicados



Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
<http://www.e-ache.com>



SUMARIO

C O N T E N I D O S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 5 | **Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghai**
Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai
Julio Martínez Calzón y Carlos Castañón Jiménez

- 31 | **Torre Iberdrola en Abandoibarra, Bilbao. Cimentación y estructura**
Iberdrola Tower, Abandoibarra, Bilbao. Foundations and structure
María del Mar Mayo Martínez

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 47 | **Análisis normativo de la variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de la normativa española con el Eurocódigo de acciones térmicas**
Normative analysis of the uniform temperature component in bridges. Comparison between the spanish codes and the Eurocode of thermal actions
Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato y Juan Luis Mansilla Domínguez

- 63 | **Protocolo técnico de actuación tras los terremotos en Lorca del 11 de mayo de 2011**
Technical protocol for action following the earthquakes of May 11, 2011 in Lorca
Juan Roldán Ruiz, Sergio Carrillo Martínez, Jerónimo Granados González, Diego Ruiz López y Francisco José Sánchez Medrano

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

- 77 | **Refuerzo de los tableros de la N-III sobre los aliviaderos de la presa de Alarcón**
Strengthening the decks on road N-III over Alarcón Dam spillways
Laura Benito, Luis Cosano, Patrick Ladret, Ángel Rozas y Pablo Vilchez

OTRAS INFORMACIONES

- 99 | **III Jornadas Internacionales de ACHE de Enseñanza de la Ingeniería Estructural**
- 101 | **Jornada Técnica Anual de ACHE Puentes y estructuras con y sin juntas**