

HA HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com

ISSN: 0439-5689 | enero-marzo 2013 | Volumen 64 - nº 267



Conjunto de edificaciones Buenavista | Oviedo



Sistemas de postesado

Tirantes para puentes

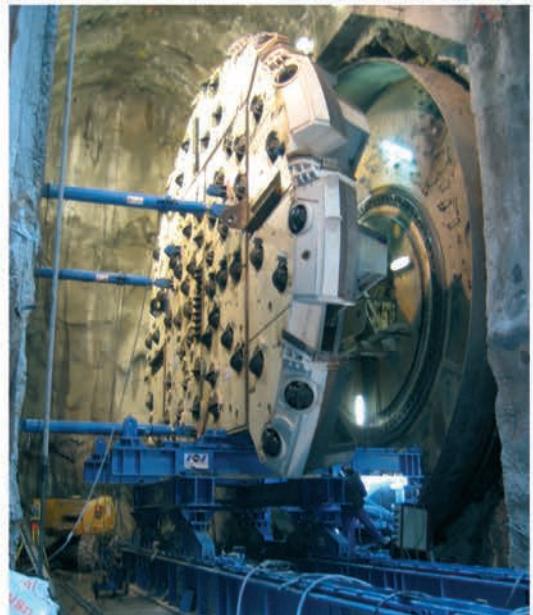
Apoyos estructurales

Heavy Lifting

Barras postesadas y estructurales

Suelo Reforzado

Rehabilitación estructural



www.ctt-stronghold.com





Foto de portada: Conjunto de edificaciones Buenavista, Oviedo.

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)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

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 Roessel (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 - Sumarist - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Imprime: FISELGRAF



SUMARIO

C O N T E N I T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 5 | Conjunto de edificaciones Buenavista en Oviedo
Buenavista building complex in Oviedo
Fco. Javier Fernández Pozuelo, Raúl Rodríguez Fajardo y Enrique Goberna Pérez
- 41 | Diseño antisísmico en los viaductos SG25, SG27 y SG28 de la línea de alta velocidad Atenas-Tesalónica
Antiseismic design of viaducts SG25, SG27 and SG28 in the high speed railway line Athens-Thessaloniki
Guillermo Santamaría Caballero, David Izquierdo López, Cristina Martín Nieto e Ignacio Abad González
- 61 | Enlace de Cadagua. Lanzamientos, ripados, izados y montajes con grúa de cinco puentes mixtos
Cadagua Junction. Launching, skidding, lowering and crane-aided positioning of five composite bridges
Rüdiger Spengler, Narciso Pulido Asín, Rafael Pérez Valencia, Miguel Ángel Gil Ginés y José María Martínez Gutiérrez

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 81 | Detalles de conexión estructural entre acero y hormigón en la edificación
Concrete-steel structural connection details in building
Jorge Aparicio García

OTRAS INFORMACIONES

- 101 | "IN MEMORIAM"
Ramón del Cuivillo Jiménez
- 102 | MODULAR, LIGERO, TRANSFORMABLE
Un paseo por la arquitectura ligera móvil
Autor: FÉLIX ESCRIG PALLARÉS
- 103 | Difusión internacional:
Hormigón y Acero en Japón
- 104 | Premio de investigación Miguel Catalán 2012
- 105 | Jornada Técnica Anual de ACHE
Madrid, 20 de junio de 2013
- 106 | Relación de evaluadores de Hormigón y Acero 2010-2012
- 106 | Informe anual estadístico del proceso editorial de Hormigón y Acero

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 - 6^a planta
28037 MADRID



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



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



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10^o
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 - 1^o
28046 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



TECNALIA
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Gelido - 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 - 2^o
28003 MADRID



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



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alcalá, 54 - 1^o 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/ Trespuentes, 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:



DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL



Conjunto de edificaciones Buenavista en Oviedo

Buenavista building complex in Oviedo

Fco. Javier Fernández Pozuelo⁽¹⁾, Raúl Rodríguez Fajardo⁽²⁾ y Enrique Goberna Pérez⁽²⁾

Recibido | *Received:* 21-11-2011

Aceptado | *Accepted:* 28-09-2012

Resumen

El conjunto de edificaciones Buenavista construido en Oviedo entre los años 2004 y 2011 ha sido la mayor operación urbanística llevada a cabo en Asturias en las últimas décadas. El proyecto fue promovido por la sociedad Jovellanos XXI junto con el Excelentísimo Ayuntamiento de Oviedo y comprende un complejo que incluye tres plantas de aparcamiento, un gran centro comercial, dos edificios de oficinas que alojan diferentes consejerías del Principado de Asturias, un hotel y finalmente el nuevo Palacio de Exposiciones y Congresos Ciudad de Oviedo. El diseño arquitectónico y estructural de todo el complejo es obra de D. Santiago Calatrava Valls y combina elementos de hormigón y acero así como tipologías estructurales variadas, cuyos detalles se describen y analizan en el presente artículo.

Palabras clave: consejerías, palacio de exposiciones y congresos, cubierta fija, cubierta móvil, cilindro hidráulico, voladizo.

Abstract

The Buenavista Building Complex, built in Oviedo during the period 2004-2011 has been the greatest planning operation carried out in Asturias in the last decades. The project was promoted by the company Jovellanos XXI together with the Oviedo City Council and it includes three parking floors, a huge shopping center, two office buildings which accommodates different departments of the Principality of Asturias, a luxury hotel and finally the New Congress and Exhibition Center of Oviedo. Both, the architectural and structural design of the whole complex, are the work of Mr. Santiago Calatrava Valls and combine concrete and steel elements as wells as different structural tipologies. All the details are described and analyzed in this paper.

Keywords: office buildings, congress and exhibition center, fixed roof, moveable roof, hydraulic cylinder, cantilever.

(1) Ingeniero Industrial. SANTIAGO CALATRAVA L.L.C. (Valencia, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SANTIAGO CALATRAVA L.L.C. (Valencia, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* j.fernandez@calatrava.com

1. DESCRIPCION ARQUITECTONICA

1.1. Conjunto de edificaciones Buenavista

El proyecto del conjunto de edificaciones Buenavista constituye un complejo armónico, situado en dos niveles limitados por dos plazas, una de ellas a cota +258,58 y la otra en una cota superior, +267,33. Teniendo estas plazas como referente y a partir de un eje longitudinal de simetría se vertebran los diferentes edificios que integran el proyecto: el edificio principal que incluye el aparcamiento y el centro comercial, el Palacio de Exposiciones y Congresos, los edificios de consejerías y el hotel (ver Figuras 1 a 3).

El Palacio de Exposiciones y Congresos, situado en el centro de la parcela, es el elemento central a partir del

1. ARCHITECTURAL DESCRIPTION

1.1. *Buenavista building complex*

The Project of the Buenavista building complex forms a harmonic set. It is located in two levels limited by two squares, one of them at the elevation +258.58 and the other one in a higher elevation, +267.33. Having these squares as a reference and arising from a longitudinal axis of symmetry, the different buildings of the project are disposed: the main building including the parking and the shopping center, the Congress and Exhibition Center, the two office buildings and the hotel (see Figures 1 to 3).

The Congress and Exhibition Center, located in the center of the parcel, is the central element that orientates the other

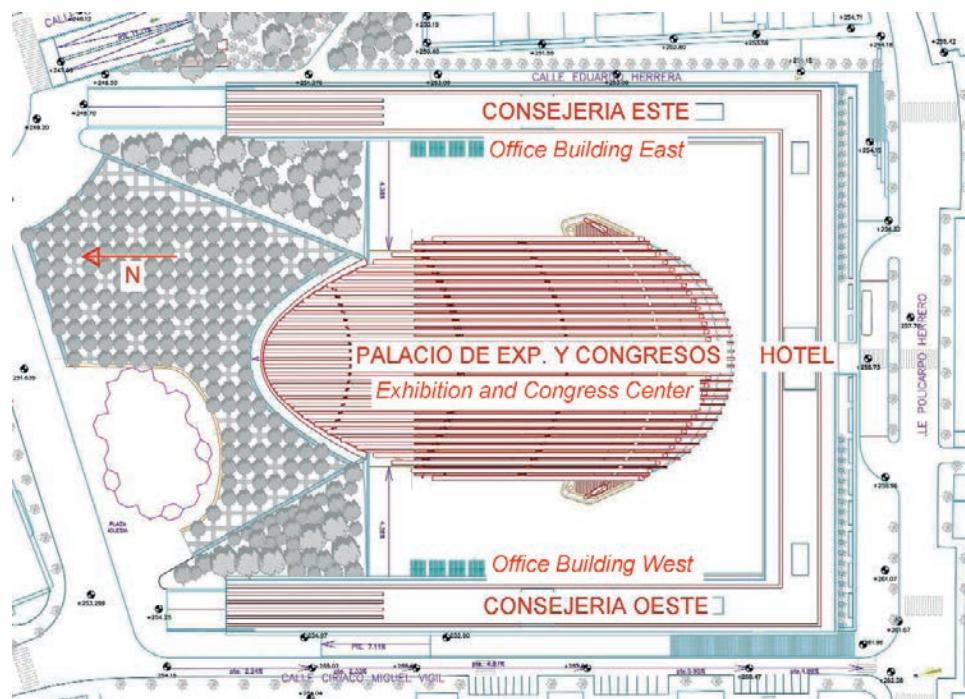


Figura 1. Planta general del conjunto de edificaciones Buenavista
Figure 1. General plan of the Buenavista building complex

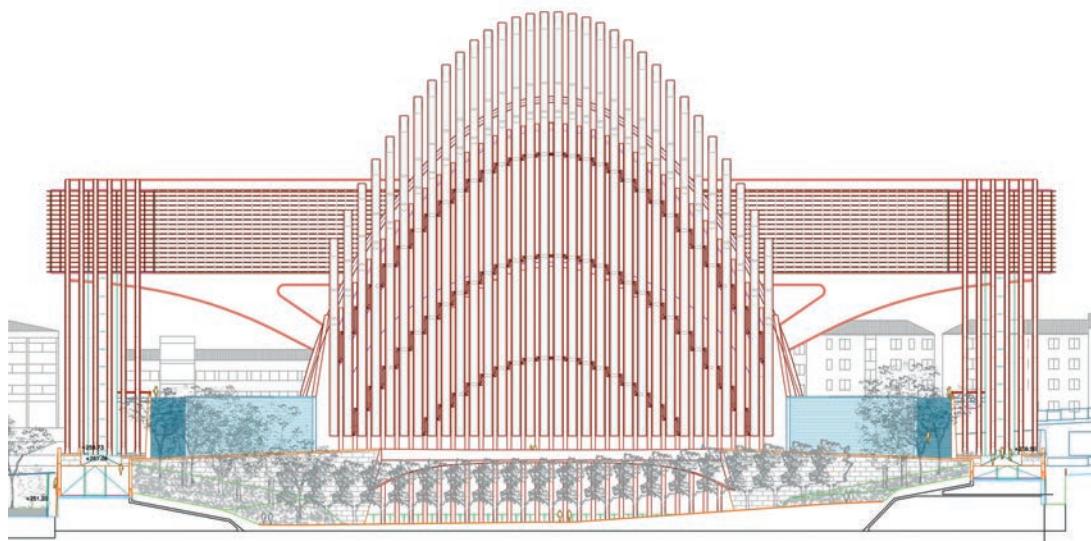


Figura 2. Alzado norte del conjunto de edificaciones Buenavista
Figure 2. North elevation of the Buenavista building complex

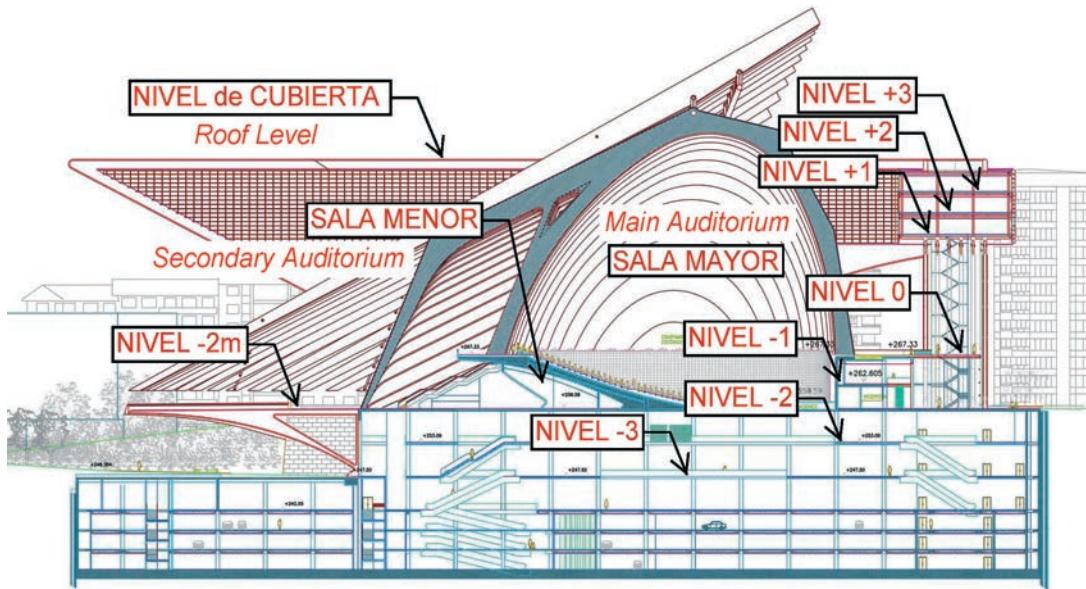


Figura 3. Sección por el eje de simetría del conjunto de edificaciones Buenavista
Figure 3. Transverse section by the symmetry axis of the Buenavista building complex

cual se articulan el resto de los elementos. A ambos lados y a espaldas del mismo, actuando como cierre de la plaza y fondo de perspectiva, se proyectan tres edificios de tres plantas cada uno, elevados sobre una estructura de pórticos de acero. Uno de estos edificios, destinado a uso hotelero, se sitúa al Sur de la parcela, mientras que los dos edificios laterales albergan diferentes consejerías del Principado de Asturias. La composición en planta tiene forma de U, rematada por sendos prismas triangulares proyectados sobre el espacio de transición al nivel de la red viaria exterior.

En la zona Norte de la parcela se proyectan los accesos principales al complejo, respetando la iglesia de los Santos Apóstoles, que se encuentra arropada por los jardines de Clarín.

En la Figura 4 se incluye una perspectiva aérea del conjunto durante las obras.

ones. Surrounding the Congress and Exhibition Center, acting as a closure for the square and also as the perspective background, three buildings elevated over a great structure of steel portals are projected. One of these buildings, that will include a luxury hotel, is located to the South of the parcel, while the two lateral buildings will be occupied by different offices of the regional government. The plan composition has a U shape, finished with two triangular prisms projected over the transition region at the level of the external roadways.

In the North area of the parcel is projected the main access to the complex, respecting the entrance to the Santos Apóstoles church, which is surrounded by the Clarín gardens.

Figure 4 includes an aerial view of the buildings during their construction.



Figura 4. Vista aérea durante las obras del Conjunto de Edificaciones Buenavista
Figure 4. Aerial view of the Buenavista Building Complex during the construction works

1.2. Edificios de las consejerías

Son de forma rectangular en planta y se sitúan en las zonas Este y Oeste de la parcela.

Constan de tres plantas sobre rasante, con zonas distribuidas para la ubicación de puestos de trabajo y despachos. El vestíbulo de acceso se sitúa bajo la plaza, en la cota +253,09, de modo que se pueda acceder directamente desde la vía pública en el lado Este (calle Eduardo Herrera) y desde el patio inglés paralelo a la calle Ciriaco Martín Vigil en el lado Oeste.

El acceso a las plantas se realiza a través de dos núcleos acristalados de comunicación vertical (ver Figura 5), que permiten el acceso directo a la última planta del aparcamiento. También se disponen escaleras de emergencia entre los pórticos principales de soporte del edificio, que discurren paralelas a ellos siguiendo la forma de los propios pórticos. Las fachadas exteriores se resuelven mediante un muro cortina de vidrio que incorpora lamas horizontales paralelas de aluminio.

La distribución de usos según niveles es la siguiente:

- **Nivel -2m:** En esta planta se sitúan los vestíbulos de acceso principal, que comunican directamente con la calle Eduardo Herrera en el Este y el patio inglés en el Oeste.
- **Niveles +1,+2,+3:** En estos niveles se distribuyen las áreas de trabajo propiamente dichas, que ocupan una superficie total sobre rasante de 10.255 m².

1.3. Hotel

El edificio destinado al hotel se sitúa en la parte Sur de la parcela, es de forma rectangular en planta y abraza, junto con los edificios de consejerías, el Palacio de Exposiciones y Congresos. Al igual que en el caso de las consejerías, el edificio se eleva sobre la plaza por medio de unos grandes pórticos de acero.

El edificio consta de tres plantas sobre rasante en las que se distribuyen 158 habitaciones (12 de ellas suites), con un pasillo central y un área de servicios comunes en cada planta. Las zonas públicas y de servicios del propio hotel se encuentran en el nivel -2m, a la cota +258,5.

El acceso al hotel se realiza desde la calle Policarpo Herrero a través de un vestíbulo en el que se ubican dos núcleos acristalados que contienen tres ascensores y un monta-

1.2. Office buildings

The office buildings have a rectangular shape in plan view and are located in the East and West areas of the parcel.

They have three floors each one of them, with inner distributed areas to be occupied by offices and work spaces. The main lobby is located under the square, at the elevation +253.09, so that the access to the buildings can be carried out directly from the public roadway in the East (Eduardo Herrera street) and from the courtyard parallel to the Ciriaco Martín Vigil street in the West.

The access to the different floors is through two glass-covered cores of vertical circulation (see figure 5) that also give access to the bottom parking floor. The emergency ladders are disposed between the main supporting portals of the building and run parallel to them following their inclined shape. The external façade of the buildings is composed by a glass curtain wall including aluminium horizontal lamellas.

The distribution of services in the different levels is the following:

- **Level -2m:** Main lobby, that connects directly with Eduardo Herrera street in the East and the courtyard in the West.
- **Levels +1,+2,+3:** Work spaces occupying a total area of 10.255 m².

1.3. Hotel

The hotel building is located in the South of the parcel. It also has rectangular shape in plan and surrounds, together with the office buildings, the Congress and Exhibition Center. As in the office buildings, several great steel portals elevate the main building over the square level.



Figura 5. Núcleos acristalados de comunicación vertical
Figure 5. Glass-covered cores of vertical circulation

cargas, que además permiten el acceso directo a la última planta del aparcamiento. Al igual que en las consejerías las escaleras de emergencia se disponen entre los pórticos metálicos principales.

Las fachadas exteriores del hotel son idénticas a las de las consejerías, resaltando la horizontalidad del conjunto.

La distribución de usos según niveles es la siguiente:

- **Nivel -2m:** En esta planta se localiza la recepción y el vestíbulo principal del hotel a los que se accede desde la calle Policarpo Herrero.
- **Nivel -1:** En esta planta se ubican los servicios propios del hotel y las zonas públicas como cafetería, restaurante, salones de banquetes, salas de reuniones, etc.
- **Niveles +1,+2,+3:** En estas plantas se distribuyen las 158 habitaciones del hotel a ambos lados de un pasillo central. Las zonas comunes se sitúan en el entorno de los núcleos de comunicación vertical.

1.4. Palacio de Exposiciones y Congresos

El Palacio de Exposiciones y Congresos se plantea como un elemento singular, escultórico, de geometría ovalada en planta, dispuesto sobre una gran plaza y vinculándose directamente con el entorno. La superficie útil total es 16.512 m².

El volumen interior de la sala mayor (Figuras 6 y 7), que es el núcleo del palacio, se configura a partir de las

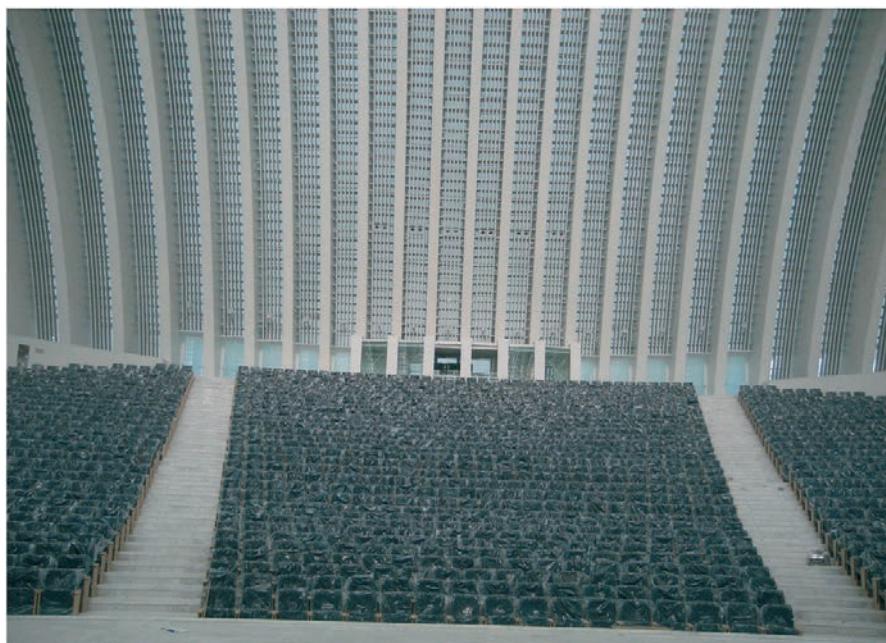


Figura 6. Interior de la sala mayor del Palacio de Exposiciones y Congresos
Figure 6. Inner space of the main auditorium of the Congress and Exhibition Center

The building has three floors including 158 rooms (12 suites) in total. Each floor has a central corridor and a common services area. The public zones and the general services of the hotel are located in the level -2m, at the elevation +258.5.

The main access to the hotel is located in the Policarpo Herrero street. The main lobby includes two glass-covered cores containing three elevators and one hoist. The elevators, as in the office buildings, give also access to the bottom parking floor. The emergency ladders are again disposed between the main steel portals.

The exterior façade is identical to the office buildings, remarking the horizontal character of the whole set.

The distribution of services in the different levels is the following:

- **Level -2m:** Main lobby and main entrance from Policarpo Herrero street.
- **Level -1:** General services of the hotel and public areas including coffee-shops, restaurant, meeting-rooms, etc.
- **Levels +1,+2,+3:** 158 rooms and a central corridor. The common areas area located around the vertical circulation cores.



Figura 7. Bóveda superior de la sala mayor del Palacio de Exposiciones y Congresos
Figure 7. Top vault of the main auditorium of the Congress and Exhibition Center

1.4. Congress and Exhibition Center

The Congress and Exhibition Center is designed as a sculptural and singu-

diferentes formas de unas costillas transversales de acero entre las cuales se dispone una piel de vidrio. Rematando superiormente el conjunto se ha proyectado una gran marquesina o cubierta móvil, que vuela sobre la plaza de acceso principal al Palacio y cuya función es tamizar la luz en el interior de la sala mayor del mismo. Este efecto de juego de luces se verá potenciado cuando se active el movimiento de la cubierta y las costillas que la constituyen se eleven hasta alcanzar su altura máxima, quedando en posición horizontal.

El edificio del Palacio de Exposiciones y Congresos se desarrolla en tres plantas, con el siguiente programa:

- **Nivel -2m:** En este nivel se encuentra el vestíbulo principal (Figura 8), la sala menor (con capacidad para 400 personas) y las escaleras de acceso a la sala mayor del palacio. Esta sala mayor tiene una superficie de 2.290 m² y puede alojar a 2.154 personas sentadas.
- **Nivel -1:** En esta planta se sitúan camerinos, vestuarios y otras dependencias asociadas a la actividad propia del Palacio de Exposiciones y Congresos. El carácter móvil de la tabiquería permite una redistribución total de los espacios permitiendo la optimización de los mismos según las características del evento que se vaya a desarrollar en el Palacio (congreso, concierto, festival, exposición, etc...), dotando al mismo de una gran versatilidad.
- **Nivel 0:** Esta es la planta donde se realizan la mayor parte de las actividades congresuales y se disponen los servicios generales del palacio. En la zona norte, distribuidas simétricamente, se disponen diversas salas de conferencias, seminarios y despachos para usos propios del palacio. En las zonas Este y Oeste, y también simétricamente, se ubican sendos vestíbulos.



Figura 8. Vestíbulo principal del Palacio de Exposiciones y Congresos
Figure 8. Main hall of the Congress and Exhibition Center

lar element. The Center has an oval geometry in plan view and it is arranged on a great square and directly linked to the environment. The total surface area is about 16 512 m².

The inner volume of the main auditorium, (Figures 6 and 7), core of the Congress and Exhibition Center, is generated by the different shape of the transverse steel ribs. The space between these ribs is occupied by a glass skin. The most remarkable feature of the building is a great moveable canopy or roof, cantilevering over the main access square and with the main function of filtering the sun light into the main auditorium. This lighting effect will be powered by the movement of the roof as the moveable ribs rise up to their maximum height and they stay in horizontal position.

The building of the Congress and Exhibition Center includes three levels, as follows:

- **Level -2m:** In this level are located the main hall of the building (Figure 6), the secondary auditorium (with capacity for 400 people, see Figure 7) and the stairs that give access to the main auditorium. The main auditorium has a surface area of 2 290 m² and can seat 2 154.
- **Level -1:** In this floor there are dressing rooms and different lounges intended for the general activities of the Congress and Exhibition Center. The moveable partitions permit a total reallocation of the spaces and allows for optimization depending on the characteristics of the event to be performed in the Center (congress, concert, festival, exhibition, etc...). This feature provides the Center with a great versatility.
- **Level 0:** This floor is where most of the congress activities are performed and where the general services of the Center are installed. In the north area and symmetrically distributed there are the different conference rooms, meeting rooms and offices intended for the use of the

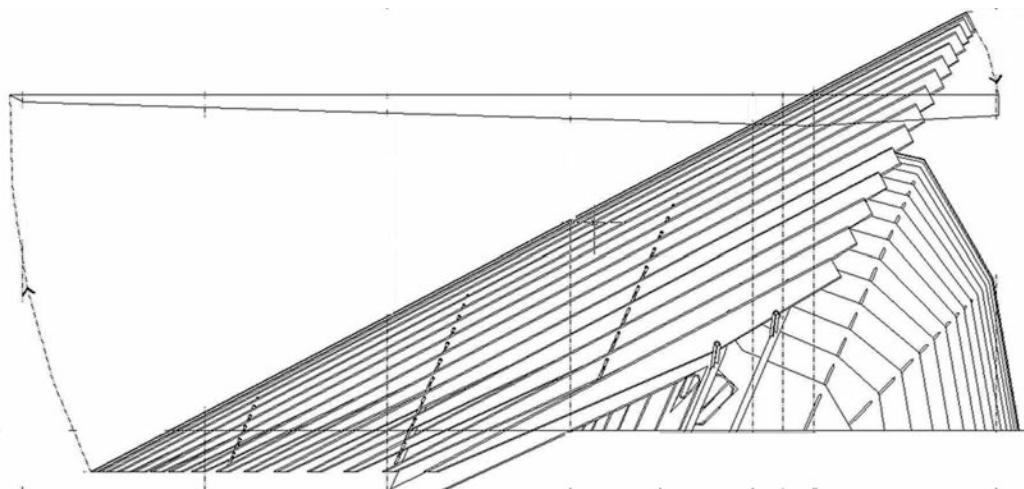


Figura 9. Alzado del P.E.C. con la cubierta móvil cerrada
Figure 9. Lateral view of the Congress and Exhibition Center. Roof closed

los con conexión directa a la zona ajardinada que rodea el palacio, desde la cual, a través de unas escaleras, se pueden alcanzar las dos calles laterales (Ciriaco Miguel Vigil y Eduardo Herrera). En el resto de la superficie se disponen zonas de guardarropía, núcleos de aseos, almacenes, salas técnicas y salas complementarias.

Como ya se ha comentado, el P.E.C. dispone de una cubierta móvil constituida por 32 vigas de acero de sección variable engarzadas entre las costillas que configuran la sala mayor. En el esquema de la Figura 9 se muestra el alzado del Palacio de Exposiciones y Congresos con la cubierta móvil cerrada y la indicación de su movimiento de apertura.

2. DEFINICION DE LAS ESTRUCTURAS

2.1. Consejerías y hotel

2.1.1. Pórticos principales

La estructura portante principal consiste en 6 pórticos paralelos de acero S355 J2G3 que sirven de soporte a los edificios del hotel y las consejerías. Cada pórtico tiene una sección de canto variable y ancho constante de 750 mm. La separación entre los mismos es igual a 2.063 mm. En la Figura 10 se muestra la geometría y

Congress and Exhibition Center staff. In the east and west regions, there are located two lobbies with a direct link to the garden that surrounds the Congress and Exhibition Center. From this garden the two main lateral streets (Ciriaco Miguel Vigil and Eduardo Herrera) can be reached. The remainder of the space is made up of wardrobes, toilets, technical rooms and complementary rooms.

As already commented, the Congress and Exhibition Center has a moveable roof formed by 32 tapered steel beams introduced between the fixed ribs that give shape to the main auditorium. In the scheme of the figure 9 is shown the lateral view of the Congress and Exhibition Center with the moveable roof closed and the indication of its opening movement.

2. DEFINITION OF THE STRUCTURAL SYSTEM

2.1. Office and hotel buildings

2.1.1. Main portals

The main supporting structure of each building is composed by 6 parallel portals made of S355 J2G3 steel that support the hotel and office buildings. Each portal has a transverse tapered section of constant width (750 mm). The lateral distance between portals is 2 063 mm. In the figure 10 are shown the geometry and general dimensions of the main portals for the office buildings. The steel plate thick-

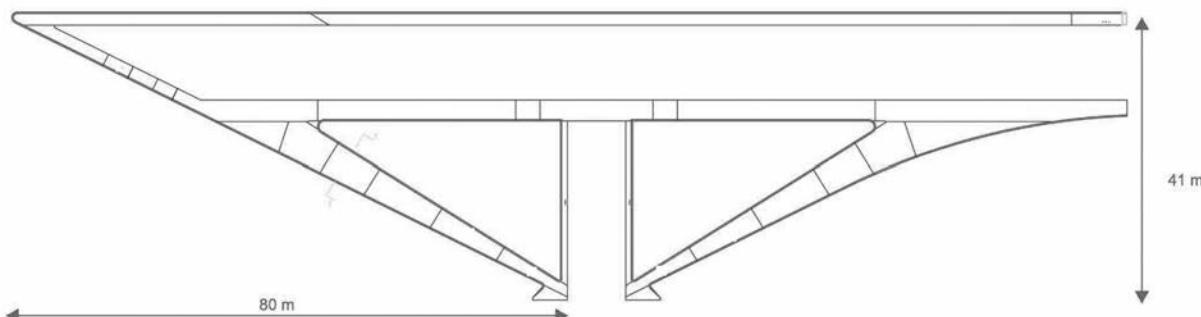


Figura 10. Geometría y dimensiones generales de los pórticos de soporte de las consejerías
Figure 10. Geometry and general dimensions of the supporting main portals of the office buildings

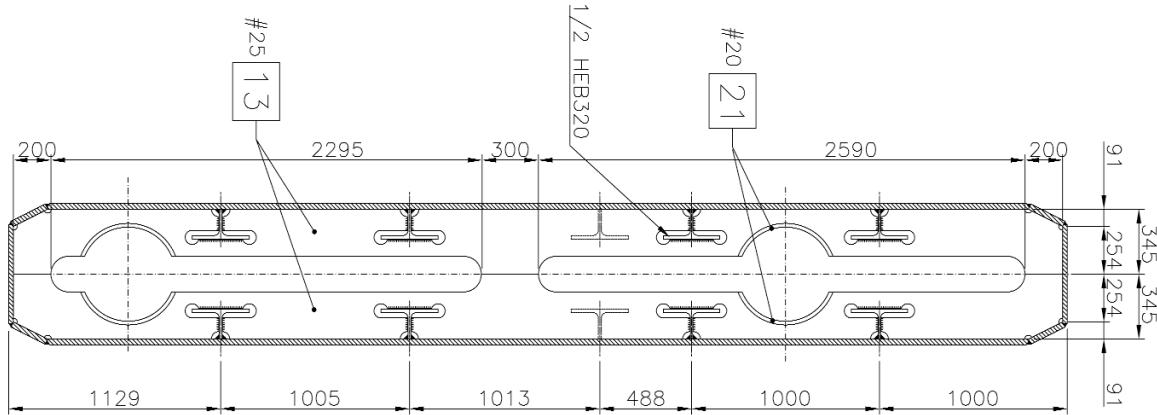


Figura 11. Sección transversal típica de los pórticos
Figure 11. Typical transverse section of the main portals

dimensiones generales de los pórticos principales de las consejerías. Los espesores de chapa varían entre un mínimo de 5 mm y un máximo de 45 mm. Finalmente en la Figura 11 se incluye la sección transversal típica de uno de los pórticos principales.

Los seis pórticos de cada edificio están arriostrados entre sí mediante perfiles laminados HEB-400 que se sueldan transversalmente a los mismos como se muestra en las Figuras 12 y 13.

2.1.2. Estructura de los edificios

Tanto los edificios de las consejerías como el edificio del hotel tienen tres plantas útiles y una azotea accesible en la que se sitúan las máquinas de climatización, de electromecánica y el robot de limpieza de las fachadas. Para resolver el sistema estructural de los tres edificios se ha planteado una estructura reticulada de perfiles de acero laminado que soporta forjados mixtos de chapa nervada. A continuación se proporcionan los detalles de estos elementos.

El sistema reticular de los edificios consiste en un entramado de vigas y pilares a base de perfiles laminados convencionales (HEB-240, HEB-260, HEB-280 y HEB-300). La Figura 13 muestra el pórtico tipo de los edificios de las consejerías. Estos pórticos se enlazan entre sí mediante vigas isostáticas constituidas igualmente por perfiles laminados de diferentes dimensiones. El isostatismo de estas vigas se garantiza soldando exclusivamente sus almas a las almas de los dinteles de los pórticos.

Es importante destacar que en el diseño del entramado metálico no

ness varía entre un mínimo de 5 mm y un máximo de 45 mm. Finalmente, Figure 11 shows the typical transverse section of one of the main portals.

The six main portals of each building are braced by means of a set of HEB-400 steel sections that are welded transversely as can be seen in the Figures 12 and 13.

2.1.2. Building structure

Both, the office and hotel buildings, have three floors and an accessible roof. In this roof are located the mechanical and air conditioning machinery and also the cleaning robot for the façades. The structural system for the three buildings has been designed as a rigid frame structure of steel sections supporting composite floors. In the following all this elements are described in detail.

The structural system of the buildings consists of a frame including columns and beams made of standard steel



Figura 12. Vista aérea de los pórticos principales de los tres edificios con los arriostramientos mediante HEB-400 parcialmente ejecutados
Figure 12. Aerial view of the main portals of the three buildings with the HEB-400 bracing partially executed

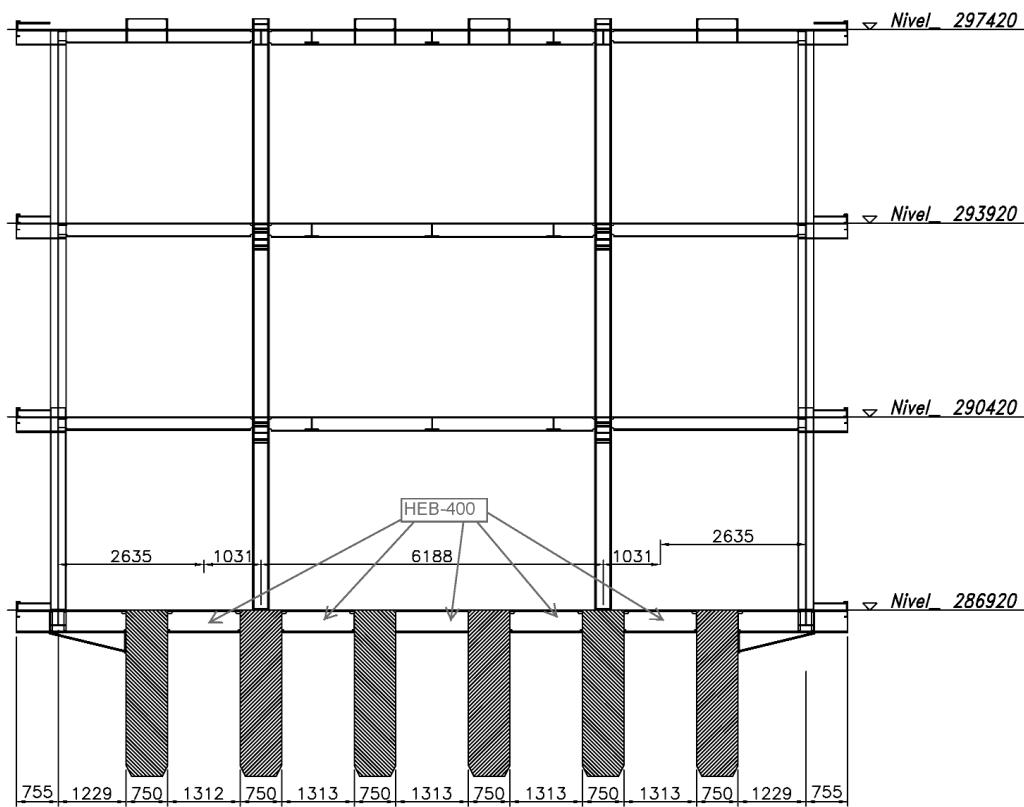


Figura 13. Pórtico transversal tipo del entramado metálico de los edificios (consejerías)
Figura 13. Typical transversal frame of the buildings ((office buildings.))

se ha tenido en cuenta la colaboración de la losa de hormigón (y la chapa nervada) para resistir los esfuerzos existentes. Es decir, el entramado no se ha calculado con la hipótesis de sección mixta. No obstante, se han dispuesto pernos conectadores sobre los dinteles de los pórticos para permitir que la losa actúe como diafragma del entramado metálico.

En las Figuras 14 y 15 se muestran diferentes etapas de la construcción de los entramados metálicos de los edificios.

Los voladizos que constituyen el extremo Norte de los dos edificios de las consejerías están formados por un



Figura 14. Entramado metálico de los edificios. Pórticos transversales unidos mediante vigas isostáticas
Figure 14. Steel structure of the buildings. Transverse frames connected by longitudinal isostatic beams



Figura 15. Vista general de la estructura de una de las consejerías con los pórticos principales finalizados y el entramado metálico superior en ejecución
Figure 15. General view of one of the office buildings with the main portals already finished and the upper frames still in construction

sections (HEB-240, HEB-260, HEB-280 and HEB-300). In the Figure 13 the typical frame for the office building is shown. These frames are connected between them by means of isostatic beams that again are made of standard steel sections of different sizes. The isostatic character of these beams is guaranteed by welding exclusively their webs to those of the frame girders.

It is important to note that the steel frame has been designed without taking into account the structural contribution of the composite floors. That is to say, the frames have not been calculated as composite sections. However, steel studs

elemento muy potente que proporciona continuidad a los pórticos principales en su plano y un entramado metálico interior similar al entramado estándar de los edificios. Estos conjuntos se prearmaron en el suelo y se izaron uno a uno hasta su posición definitiva como se puede ver en la Figura 16.

Como se ha comentado los forjados se resuelven mediante una losa de hormigón de 160 mm de grosor con chapa de acero nervada de 1 mm de espesor.

El forjado de los niveles 2, 3 y el de la azotea está unido a los dinteles del entramado metálico mediante pernos conectadores para permitir que la losa actúe como diafragma de dicho entramado.

La losa del nivel 1 también se conecta mediante pernos al ala superior del cordón de los pórticos principales. Ello hace que esta losa requiera mayores cuantías de armadura dado que además de su función propia de forjado también funciona como elemento de arriostramiento de los pórticos.

2.2. Palacio de exposiciones y congresos

2.2.1. Cubierta fija

La estructura principal de la cubierta fija consiste en 30 costillas paralelas con sección en cajón rectangular rigidizado interiormente. Cada costilla tiene una sección de canto variable y ancho constante de 600 mm (ver Figuras 17 y 18). Los cantos máximos alcanzan los 3.300 mm. Los espesores de las chapas que constituyen las costillas varían entre un mínimo de 12 mm (mayor parte de las almas) y un máximo de 25 mm (entorno del arco fijo). La separación entre costillas fijas es igual a 2.063mm. El diferente alzado de cada una de las costi-



Figura 16. Voladizo Norte ya situado en su posición definitiva
Figure 16. North cantilever already mounted in its final position

have been welded to the frame girders to permit that the composite floors act as horizontal diaphragms of the steel frames.

The Figures 14 and 15 show different stages of the construction of the steel frames belonging to the buildings.

The cantilevers that form the North end of the two office buildings include a very robust element that gives continuity to the main portals in their plane and an inner steel frame similar to that already described in the previous paragraphs. These sets were pre-mounted on the ground and afterwards were elevated, one by one, until their final position in the buildings, as shown in figure 16.

As already commented, the floors are composite ones, with a concrete slab 160 mm thick over a ribbed thin steel sheet 1 mm thick.

The composite floors of the levels 2, 3 and also that of the roof are connected to the girders of the transverse steel

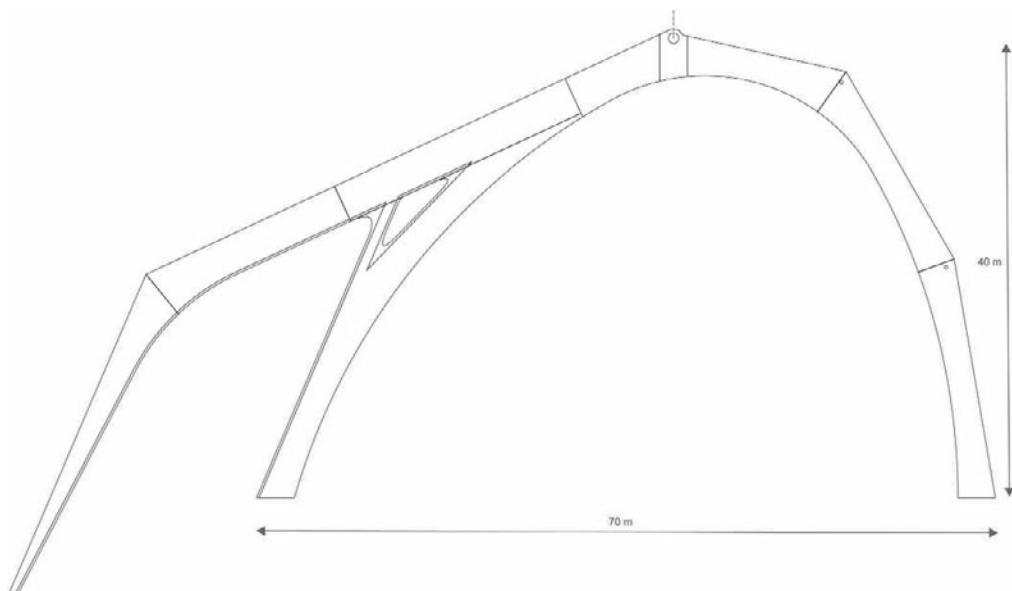


Figura 17. Alzado de la costilla fija CF-0
Figure 17. Lateral view of the fixed rib CF-0

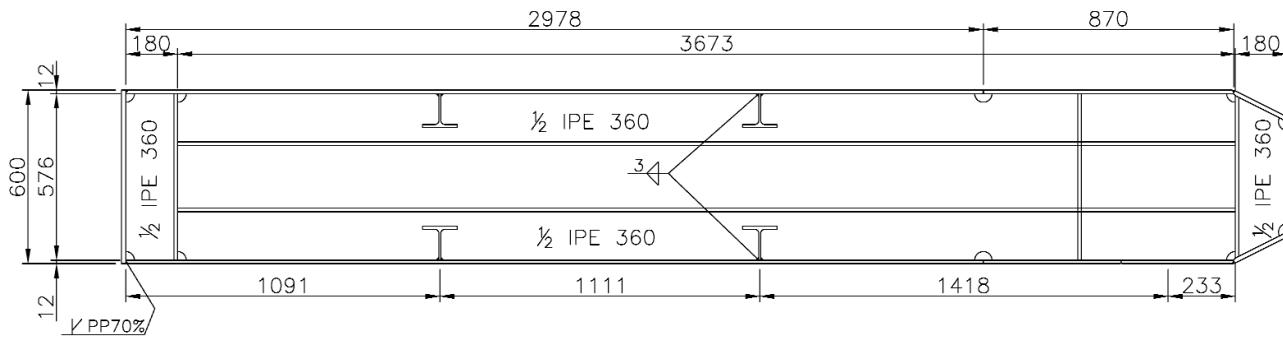


Figura 18. Sección transversal típica de las costillas fijas
Figure 18. Typical transverse section of the fixed ribs



Figura 19. Montaje de las costillas fijas del P.E.C.
Figure 19. Mounting stage of the fixed ribs of the Congress and Exhibition Center

llas fijas configura el volumen interior de la sala mayor del P.E.C (ver Figura 19).

Las costillas fijas están arriostradas entre sí mediante tres arcos que se describen a continuación:

- El denominado “Arco Fijo” es el principal elemento de vinculación entre las costillas fijas. Además es el elemento que sirve de apoyo principal a las costillas móviles de la cubierta. Se trata de un arco de sección circular de 900 mm de diámetro y espesor variable (mínimo de 30 mm en los tramos entre orejetas de apoyo de las costillas móviles y máximo de 50 mm en los tramos próximos al empotramiento con el terreno).
- En la mitad Sur de las costillas fijas existen dos arcos secundarios de arriostramiento formados por perfi-

frames by means of studs to permit that the slabs act like diaphragms of such frames.

The composite floor of the level 1 is also connected by means of studs to the upper flange of the horizontal girder of the main portals. This fact makes that the concrete slab of this floor have a higher quantity of reinforcement steel bars because, apart from its main function as a floor, it also play the role of bracing element for the main portals.

2.2. Congress and exhibition center

2.2.1. Fixed roof

The main structure of the fixed roof consists of 30 parallel ribs with rectangular transverse box section including transversal and longitudinal stiffeners. Each rib has a transverse section with a variable depth and a constant width of 600 mm (see Figures 17 and 18). The maximum depth is 3 300 mm. The thickness of the plates used to fabricate the ribs ranges from a minimum of 12 mm (most of the webs) to a maximum of 25 mm (next to the fixed arch). The distance between fixed ribs is 2 063 mm. The varying geometry of the fixed ribs shapes the inner volume of the main auditorium of the Congress and Exhibition Center (see Figure 19).

The fixed ribs are braced by means of three arches that are described in the following:

- The so-called “fixed arch” is the main bracing element between the fixed ribs. It is also the structural element that functions as main support for the moveable ribs of the roof. It has a circular transverse section with a diameter of 900 mm and variable thickness (a minimum of 30 mm between the support brackets of the moveable ribs and a maximum of 50 mm next to the ground clamping).
- To the south of the fixed ribs there are two secondary bracing arches formed by circular hollow sections with an external diameter of 323 mm and a wall thickness of 12 mm.

Figure 20 shows the position of the different arches previously described.

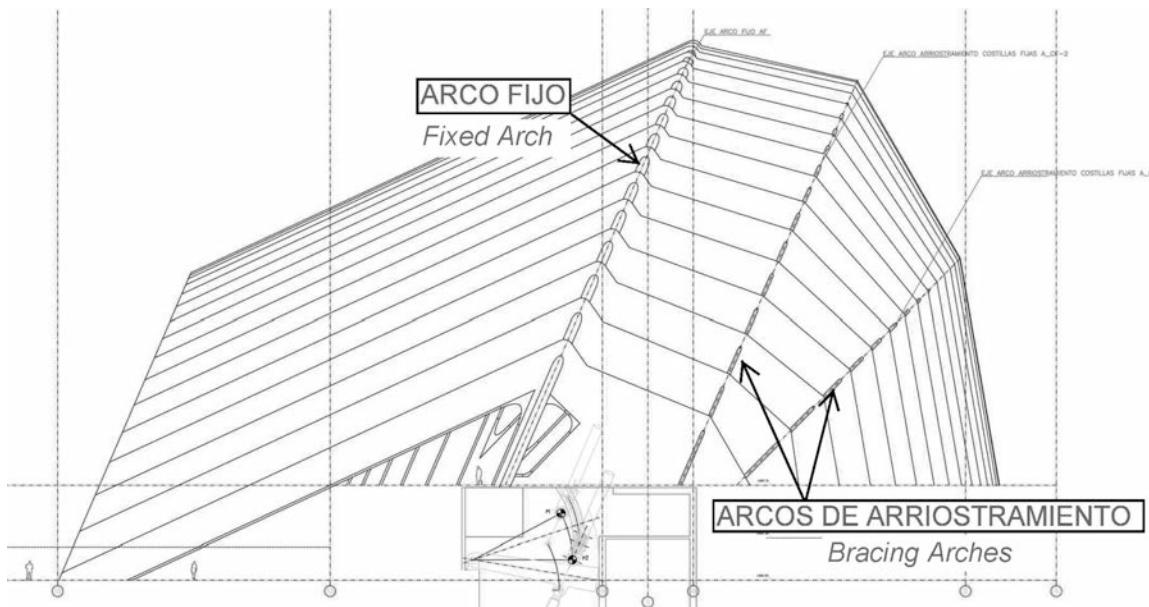


Figura 20. Costillas fijas, arco fijo y arcos de arriostramiento entre las mismas
Figure 20. Fixed ribs and bracing arches between them

les tubulares circulares de 323 mm de diámetro y 12 mm de espesor.

En la Figura 20 se indica la posición de los diferentes arcos descritos con anterioridad.

2.2.2. Cubierta móvil

La cubierta móvil del Palacio de Exposiciones y Congresos consta de 32 costillas paralelas con sección en cajón rigidizado interiormente. Cada costilla tiene una sección de canto y ancho variable como se muestra en la Figura 21. Los cantes máximos alcanzan los 4.200 mm en las proximidades del apoyo sobre el arco fijo. Los espesores de las chapas que constituyen las costillas varían entre un mínimo de 4 mm (extremo Norte de las costillas) y un máximo de 25 mm (entorno del arco fijo). Las costillas móviles se sitúan en los espacios existentes entre las costillas fijas, estando sus ejes longitudinales separados una distancia de 2.063 mm. En la Figura 22 se muestra una de las costillas móviles durante su fabricación.

El denominado “arco móvil” es el elemento que transmite el movimiento a la cubierta. Este arco de sección circular está unido a todas las costillas móviles y, en sus extremos inferiores, se articula sobre cuatro grandes cilindros hidráulicos de accionamiento (dos a cada lado) situados en unos fosos existentes en los laterales del P.E.C. Estos cilindros son los elementos que dotan de movimiento al sistema.

Para equilibrar el momento generado por el peso de los grandes voladizos existentes al Norte del arco fijo, cada costilla se ha dotado de un contrapeso de hormigón situado en su extremo Sur que reduce al mínimo los esfuerzos de tracción en el arco móvil.

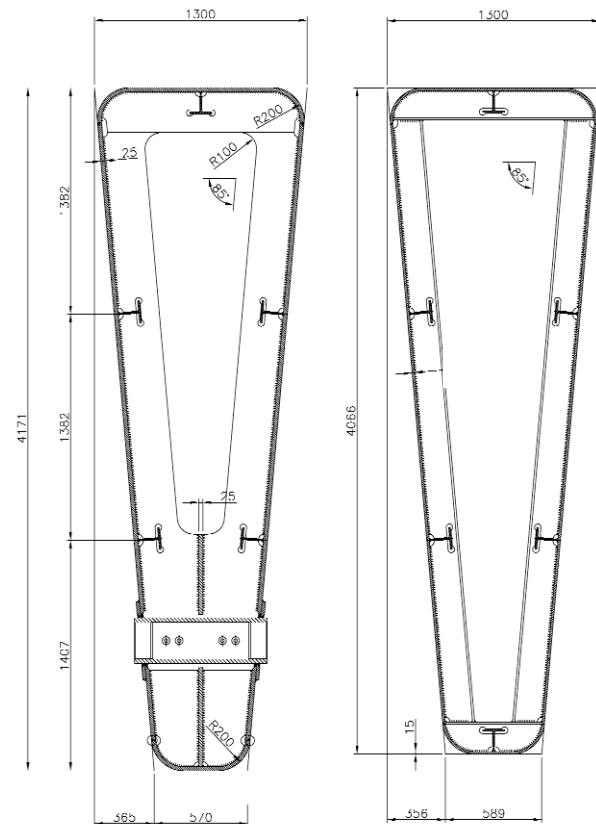


Figura 21. Secciones transversales típicas de las costillas móviles

Figura 21. Typical transverse sections of the moveable ribs

2.2.2. Moveable roof

The moveable roof of the Congress and Exhibition Center consists of 32 parallel ribs with a transverse box section including transversal and longitudinal stiffeners. Each rib has a transverse section with variable depth and width as shown in Figure 21. The maximum depth is 4 200 mm



Figura 22. Costilla móvil durante su fabricación en el taller
Figure 22. Shop fabrication of one of the moveable ribs

La cubierta móvil dispone también de un sistema de arriostramiento transversal para evitar que la carga de viento provoque desplazamientos inaceptables en las costillas. Este sistema está formado por tres conjuntos de barras de acero que unen las costillas entre sí (ver Figuras 23 y 24) y disponen de libertad de giro en sus extremos respecto de unos ejes de acero inoxidable alojados en el interior de las costillas móviles.

Las barras que constituyen el sistema de arriostramiento se fabrican a partir de perfiles tubulares de sección cuadrada de 220 mm de lado y 6,3 mm de espesor. Estas barras se refuerzan localmente en sus ex-

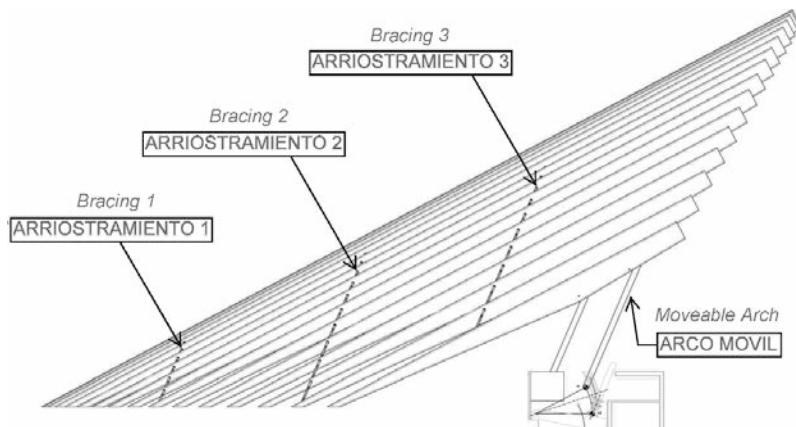


Figura 23. Vista general de las costillas móviles, el arco móvil y el sistema de arriostramiento transversal
Figure 23. General view of the moveable ribs, the moveable arch and the transversal bracing system

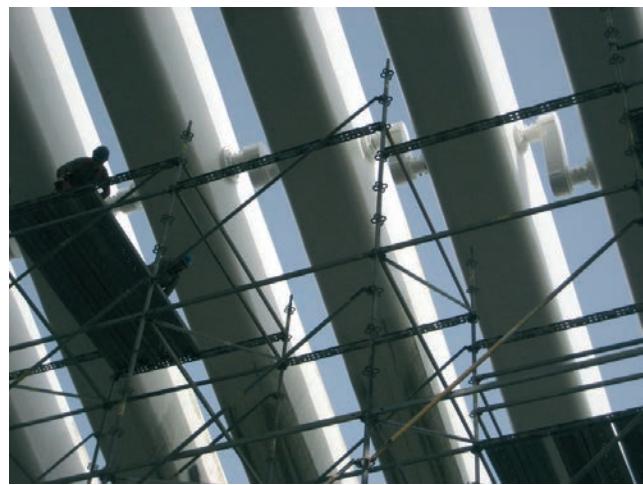


Figura 24. Barras de arriostramiento transversal de las costillas móviles durante su montaje
Figure 24. Mounting stage of the transversal bracing system

adjacent to the support of the fixed arch. The thickness of the plates used to fabricate the ribs ranges from a minimum of 4 mm (north end of the ribs) to a maximum of 25 mm (next to the fixed arch). The moveable ribs are located between the fixed rib and their longitudinal axes are at 2 063 mm centres. Figure 22 shows the fabrication process of one of the moveable ribs.

The so-called "moveable arch" is the element that provides the movement to the roof. This arch has a circular hollow section and it is joined to all the moveable ribs. At their lower ends, it has two hinges driven by four great hydraulic cylinders (two cylinders for each hinge) that are installed in two big housings at either side of the Congress and Exhibition Center. These cylinders are the devices that provide the power to move the system.

To balance the bending moments generated by the huge cantilevers of the moveable ribs at the north of the fixed

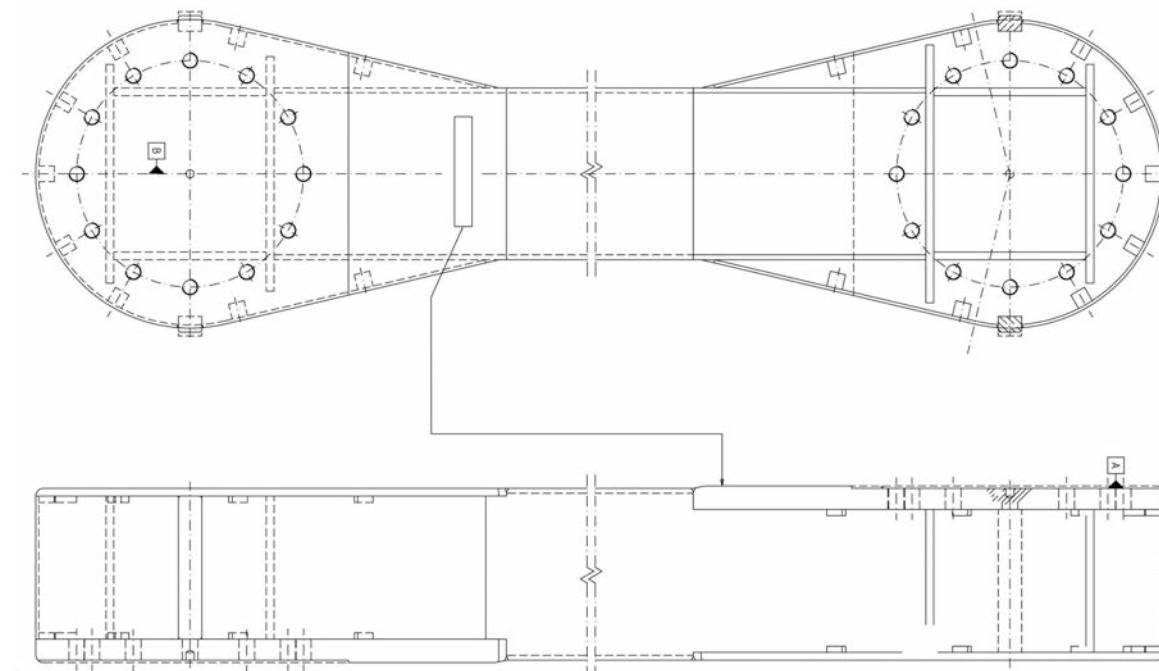


Figura 25. Geometría de las barras que forman parte del sistema de arriostramiento
Figure 25. Geometry of the bars belonging to the bracing system

tremos de unión a los ejes como se muestra en la Figura 25.

En la Figura 26 se muestra un esquema detallado de los ejes de giro situados en el interior de las costillas móviles junto con el resto de elementos que componen el conjunto mecánico de unión a las barras de arriostramiento.

2.2.3. Sistema de accionamiento

El sistema de accionamiento de la cubierta móvil está formado por dos parejas de cilindros hidráulicos alojados en sendos fosos existentes a ambos lados del P.E.C. Los cilindros se unen en su extremo inferior a un gran cojinete anclado a la estructura de hormigón y en su

arch, each moveable rib has a concrete counterweight housed in its south end. This counterweight reduces to the minimum the tension forces in the moveable arch.

The moveable roof has also a transversal bracing system that avoids unacceptable displacements induced by the wind load. This bracing system is composed by three sets of steel bars that link the moveable ribs (see figures 23 and 24). All these bars can rotate with respect to stainless steel axles installed inside the moveable ribs.

The bars belonging to the bracing system are square hollow sections with a thickness of 6.3 mm and a width of 220 mm. They are locally reinforced at their ends as can be seen in the Figure 25.

Figure 26 shows a detailed scheme of the rotation axles

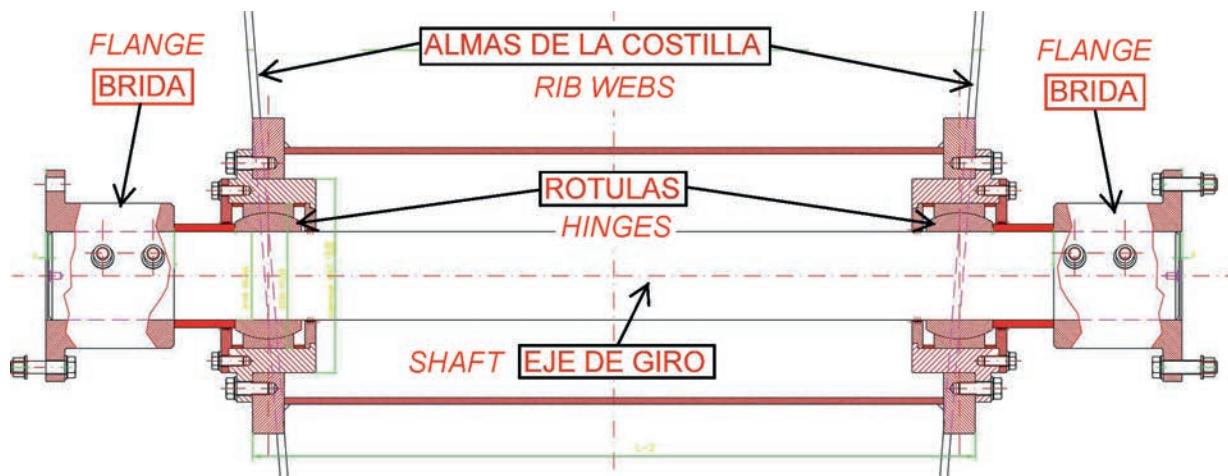


Figura 26. Detalle típico del sistema de arriostramiento. Ejes interiores de las costillas móviles, rótulas de giro y brida de conexión a las barras

Figure 26. Typical detail of the bracing system. Inner axles of the moveable ribs, hinges and connection flange to the bars

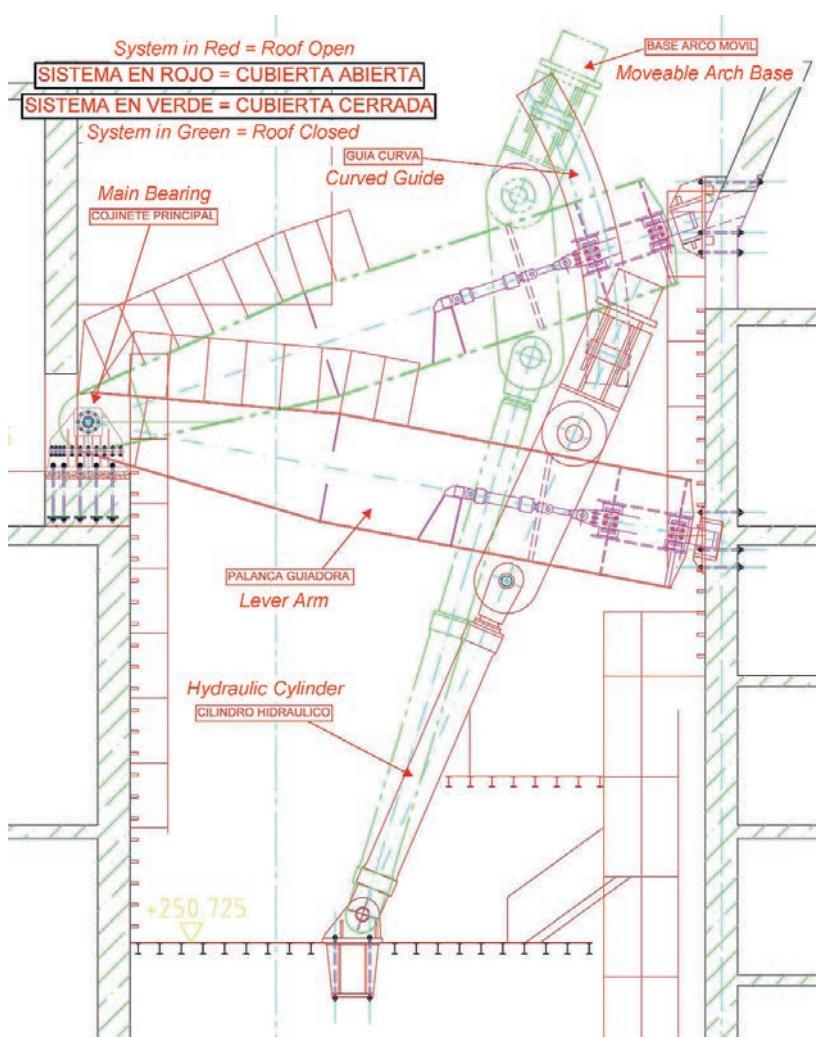


Figura 27. Sistema de accionamiento de la cubierta móvil
Figure 27. Operation system of the moveable roof

installed inside the moveable ribs together with the rest of the elements that make up the mechanical system joined to the bracing bars.

2.2.3. Operation system

The operation system of the roof is made up of two pairs of hydraulic cylinders located in two big existing housings built at either side of the Congress and Exhibition Center. The cylinders are joined at their lower end to a huge bearing anchored to the concrete structure. At their upper end the cylinders are joined to the so-called "lever-arm". This lever is a big box girder that transfers the forces from the cylinders to the base of the moveable arch and also has the function of guiding the lower ends of this arch through the proper curved path that allows for the displacement of the roof. This guiding action is performed such that the lower ends of the moveable arch slide over two stainless steel guides anchored to the concrete walls.

Figure 27 includes a descriptive scheme of the moveable roof operation system with all its elements. Note that when the roof is closed the pistons of the hydraulic cylinders reach their maximum length. When the roof begins to open, the piston moves back and, by means of the lever arm, it pulls the moveable arch until its total length is inside the cylinder. In short, the cylinders provoke tension forces in the moveable arch.

extremo superior a la denominada "palanca guidora". Esta palanca es una viga cajón de grandes dimensiones que transfiere las fuerzas desde los cilindros hasta la base del arco móvil y se encarga de que los extremos inferiores de dicho arco describan la trayectoria curvilinear adecuada para que el desplazamiento de la cubierta pueda producirse. Ello se consigue haciendo que dichos extremos se deslicen sobre unas guías de acero inoxidable fijadas a las paredes de los fosos.

En la Figura 27 se incluye un esquema descriptivo del sistema de accionamiento de la cubierta con todos sus elementos. Notar que cuando la cubierta se encuentra en posición cerrada el pistón de los cilindros hidráulicos está en su situación de carrera máxima. Cuando la cubierta inicia su movimiento de apertura el pistón retrocede, arrastrando al arco móvil mediante la palanca guidora, hasta quedar totalmente recogido en el interior del cilindro. En resumen, ello quiere decir que los cilindros ejercen esfuerzos de tracción sobre el arco móvil.

En la Figura 28 se muestra la localización del cojinete principal en el foso de los cilindros. En la Figura 29 se



Figura 28. Cojinete principal ya instalado en el foso de mecanismos
Figure 28. Main bearing already installed

Figure 28 shows the location of the main bearing inside the concrete housing of the cylinders. In Figure 29 the hydraulic cylinders are shown and Figure 30 shows the lever arm.

muestran los cilindros hidráulicos de accionamiento y en la Figura 30 la palanca guiatora.

2.2.4. Graderío principal de la sala mayor

El graderío principal de la sala mayor del P.E.C. que, a su vez, hace las veces de techo de la sala menor, se constituye mediante una doble losa inclinada de hormigón armado de canto variable. Dado que esta losa soporta una carga muy elevada (no solo la sobrecarga de uso de la sala mayor, que ya es considerable, sino sobre todo la carga muerta procedente del peso de las costillas fijas y móviles de la cubierta) se le han añadido un conjunto de vigas descolgadas y un muro de carga que, además de funcionar como cerramiento de la sala menor, acorta la luz del vuelo de la losa y las vigas mencionadas (ver Figura 31).

3. MODELOS DE CALCULO

3.1. Consejerías y hotel

3.1.1. Modelo general

Se ha generado un modelo tridimensional de elementos finitos de la estructura, que incluye tanto los pórticos principales como la estructura reticular de los edificios de las consejerías y el hotel. Fundamentalmente se han utilizado elementos *barra*, aunque también se ha recurrido a los elementos *placa* para simular los forjados mixtos de chapa nervada y las fachadas. Los elementos *placa* de las fachadas incluidos en el modelo no tienen una función resistente y tan solo se han modelado con



Figura 29. Cilindros hidráulicos de accionamiento
Figure 29. Hydraulic cylinders



Figura 30. Palanca guiatora antes de ser instalada en el foso
Figure 30. Lever arm before its installation in the housing of the cylinders



Figura 31. Vista general de la zona inferior de la losa del graderío con el muro circular y las vigas descolgadas
Figure 31. General view of the lower surface of the grandstand slab with the circular wall and the downstand beams

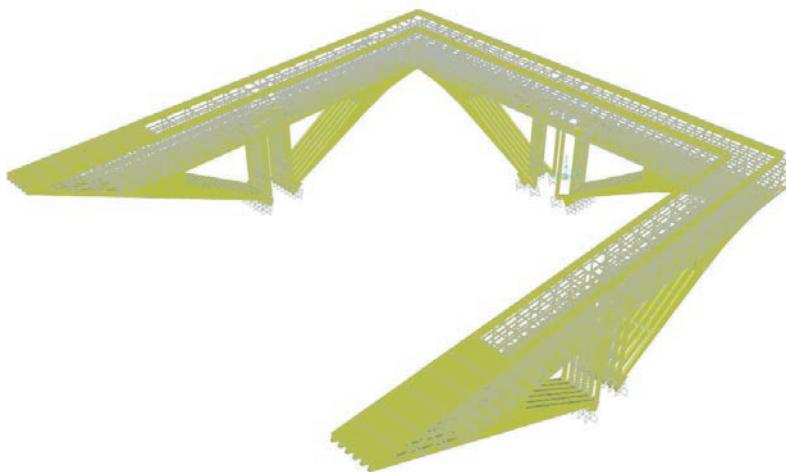


Figura 32. Vista general del modelo de cálculo
Figure 32. General view of the calculation model

el objetivo de introducir la carga permanente asociada a las mismas y aplicar la carga de viento con mayor comodidad. En las Figuras 32 y 33 se muestran diferentes vistas y detalles del modelo de cálculo.

Las bases de cálculo utilizadas y las acciones consideradas en el cálculo han sido las especificadas en los Eurocódigos [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7].

Las condiciones de contorno en el modelo de cálculo (condiciones de apoyo de la estructura) son las mismas en los tres edificios y se resumen en el empotramiento elástico de la base de los pórticos principales, es decir, se restringe tanto el desplazamiento como el giro en las tres direcciones espaciales de los nodos situados en la posición indicada.

2.2.4. Stand of the main auditorium

The grandstand of the main auditorium of the Congress and Exhibition Center also forms the roof of the secondary auditorium. It is made up of an inclined double reinforced concrete slab of variable depth. Since this slab is heavily loaded (not only due to the live load of the main auditorium, already remarkable, but also the dead load coming from the weight of the fixed and moveable ribs of the main roof) it has been reinforced with a series of downstand beams and a circular wall. This wall acts like the closure of the secondary auditorium and also reduces the span of the cantilevering slab and downstand beams (see Figure 31).

3. CALCULATION MODELS

3.1. Office and hotel buildings

3.1.1. General model

It has been generated a 3-D finite element model of the whole structure that includes the main portals and also the framing structure of the hotel & office buildings. Mainly the model has been constructed with beam elements, although shell elements have also been used to simulate the composite floors and the façades. The shell elements included in the model to simulate the façades have not a resistant function. They have been included to take into account properly the dead weight and also to apply the wind load in an easier way. In the Figures 32 and 33, different views and details of the general calculation model are shown.

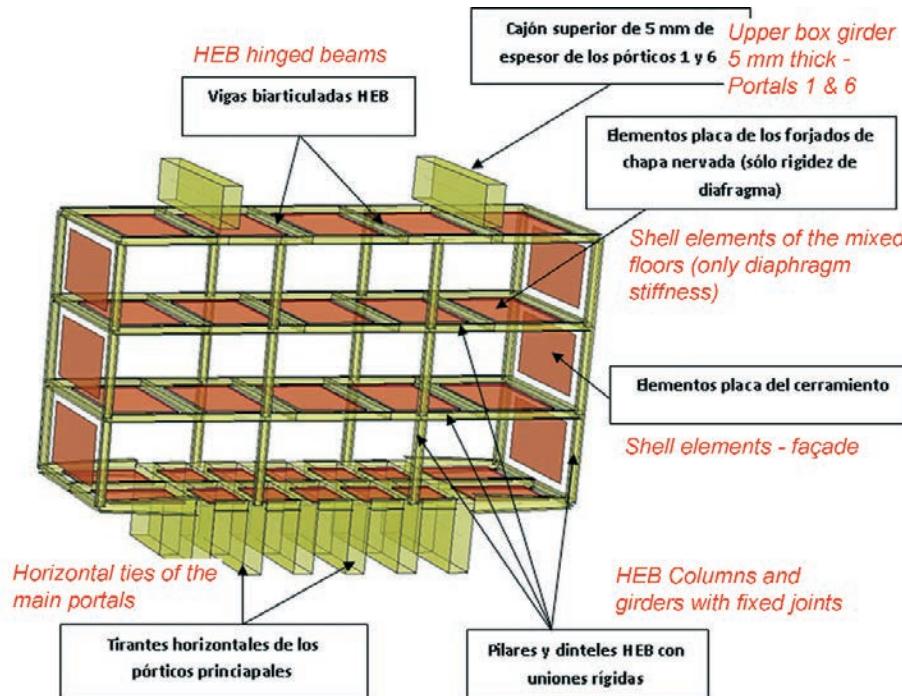


Figura 33. Detalle del modelo de cálculo (entramado reticular del edificio del hotel)
Figure 33. Detail of the calculation model (steel frame of the hotel building)

Todos los pórticos principales, tanto los pertenecientes a los edificios de consejerías como a los del hotel, se conectaron a la estructura de hormigón de los niveles inferiores mediante barras de anclaje "Macalloy" (no pretensadas) y llaves de cortante muy robustas soldadas a la placa de anclaje de dichos pórticos. Previamente, en el macizo de hormigón se habían dejado los huecos adecuados para el encaje de las llaves de cortante. La transferencia del esfuerzo cortante se garantizaba mediante la inyección posterior de mortero de cemento de alta resistencia en dichos huecos para rellenar los huecos existentes tras el montaje de las bases. De todo lo anterior se deduce que la condición de empotramiento aplicada en el modelo de cálculo está más que justificada. En la Figura 34 se muestran las bases de los pórticos principales ya ancladas en la estructura de hormigón subyacente y en la Figura 35 el montaje de una de las bases.

En la Figura 36 se muestran los espesores de las chapas y la geometría de la base de apoyo de los pórticos principales.

3.2. Palacio de exposiciones y congresos

3.2.1. Metodología de análisis

Al igual que en los edificios de consejerías y del hotel tanto las bases de cálculo como las acciones consideradas han sido las especificadas en los diferentes Eurocódigos, a excepción de la carga de viento para cuya determinación se realizó un ensayo en túnel aerodinámico [8].

Además de los criterios de diseño resistentes especificados en las normativas aplicables, para la cubierta del Palacio de Exposiciones y Congresos existe un criterio de diseño arquitectónico adicional según el cual el extremo Norte de las costillas móviles deberá estar situado por encima de la horizontal cuando la cubierta se encuentra abierta.

El hecho de que los extremos Norte de todas las costillas móviles deban estar en un mismo plano horizontal al finalizar el montaje de las mismas o cuando la cubierta, ya en servicio, se cierre; obliga a mantener inalterado en la medida de lo posible el sistema estático en ambas situaciones (de lo contrario se obtendrán valores de contraflechas de ejecución diferentes dependiendo de qué requerimiento se deseé satisfacer: el asociado al caso de cubierta abierta o el asociado al caso de cubierta cerrada).

Dado que cubierta está concebida de forma que las costillas móviles disponen



Figura 34. Bases de los pórticos principales ya anclados a la estructura de hormigón

Figure 34. Main portals bases already anchored to the lower concrete structure

The basis of design and the loads considered in the calculations are in accordance with the structural Eurocodes [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7].

The boundary conditions applied to the calculation model (supporting conditions of the structures) are the same for the three buildings and can be summed up as the elastic



Figura 35. Proceso de montaje de una de las bases de los pórticos principales

Figure 35. Mounting work of one of the bases of the main portals

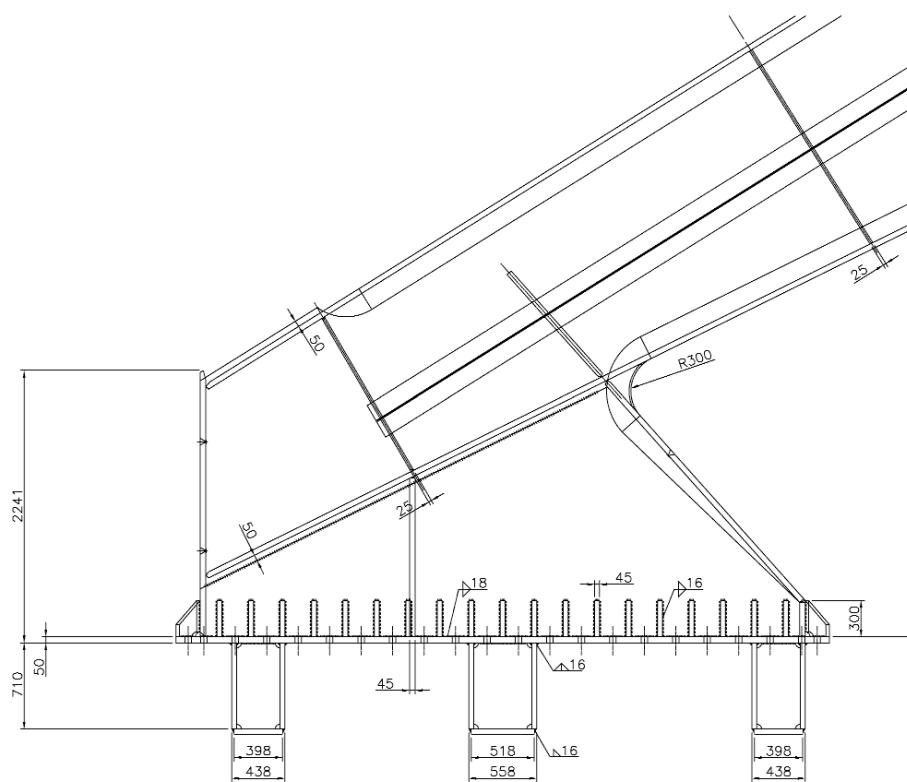


Figura 36. Geometría de la base de apoyo de los pórticos
Figure 36. Geometry of the base of the main portals

de un apoyo auxiliar sobre el arco de arriostramiento frontal cuando la cubierta se cierra, la no alteración del sistema estático implica que este apoyo auxiliar solo debe “activarse” en determinadas situaciones en las que la importancia de las sobrecargas lo recomiende. Es decir, durante la mayor parte de la vida de la estructura, las costillas móviles se apoyarán exclusivamente sobre los arcos fijo y móvil, independientemente de que la cubierta esté abierta o cerrada.

Este apoyo auxiliar debería “ajustarse” para que funcione como se ha descrito durante el proceso de montaje de las costillas móviles por lo que en su diseño definitivo ha sido muy importante tener en cuenta la capacidad de adaptación o regulación del mismo dependiendo de la geometría definitiva de la estructura una vez montada.

Todo lo anterior ha hecho necesario analizar tres modelos generales de cálculo diferentes cuyas características se detallan a continuación:

– a) Modelo de cubierta abierta.

En este modelo se introducen las siguientes cargas:

- Peso propio.
- Carga permanente.
- Sobrecarga de uso.
- Sobrecarga de viento reducido (10 m/s).
- Gradientes de temperatura.

clamping of the base of the main portals, i.e., the displacements and rotations with respect to the three spatial directions of the nodes located in such positions are constrained (set to zero).

All the main portals, all of the office buildings and all of the hotel building, were connected to the lower concrete structure by means of high strength “Macalloy” bars (not prestressed) and very robust shear keys welded to the base plate of such portals. Previously, proper holes were made in the concrete slab as housings for the shear keys. The shear force transfer was guaranteed through the later injection of high strength mortar in the holes to fill the existing gaps after the mounting of the bases. With all the previous in mind, the condition of clamping applied to the model is clearly justified. Figure 34 shows the bases of the main portals already anchored to the concrete structure and the Figure 35 shows the mounting work of one of the bases.

Figure 36 shows the plates thicknesses and also the geometry of the base of the main portals.

3.2. Congress and exhibition center

3.2.1. Analysis methodology

Same as for the hotel and office buildings, the basis of design and the loads considered have been specified according to the structural Eurocodes except for the wind load. To estimate the different wind coefficients a wind tunnel test was carried out [8].

Las condiciones de contorno que se aplican al modelo son las siguientes:

- Costillas fijas: Desplazamientos impididos en las tres direcciones espaciales en los apoyos norte y sur sobre la estructura de hormigón. En el apoyo central sobre el graderío principal, debido a sus especiales características, se coaccionan los desplazamientos en el plano horizontal mientras que en dirección vertical se introducen resortes lineales con una rigidez estimada equivalente a la del voladizo de hormigón que soporta dichos apoyos. Estas constantes de rigidez, proceden del modelo de cálculo correspondiente a la estructura de hormigón del Palacio de Exposiciones y Congresos. En los tres apoyos de las costillas fijas se permite el giro respecto de los ejes perpendiculares a los planos de las costillas. En la realidad se materializarán como apoyos articulados fijos.
- Arco fijo: Desplazamientos y giros impididos en las tres direcciones espaciales, es decir, se considera el arco fijo empotrado en la estructura de hormigón inferior.
- Arco móvil: Desplazamientos impididos en las tres direcciones espaciales. Los giros se consideran libres en todas las direcciones por lo que la unión con los elementos hidráulicos de accionamiento se materializará mediante una rótula esférica.
- Costillas móviles: Uniones articuladas fijas con los arcos fijo y móvil.
- b) Modelo de cubierta cerrada “sin sobrecargas”.

En este modelo se introducen las siguientes cargas:

- Peso propio.
- Carga permanente.
- Sobrecarga de uso.
- Sobrecarga de viento reducido (10 m/s).
- Gradientes de temperatura.

Las condiciones de contorno que se aplican al modelo son las siguientes:

- Costillas fijas: Idem al caso de cubierta abierta.
- Arco fijo: Idem al caso de cubierta abierta.
- Arco móvil: Idem al caso de cubierta abierta.
- Costillas móviles: Idem al caso de cubierta abierta.
- c) Modelo de cubierta cerrada “con sobrecargas”.

En este modelo se introducen las siguientes cargas:

- Peso propio.
- Carga permanente.

In addition to the resistant design criteria specified in the codes, for the roof of the Congress and Exhibition Center exists an additional architectural design criteria according to which the north end of the moveable ribs must be positioned above the horizontal when the roof is opened.

The north ends of all the moveable ribs must be positioned in the same horizontal plane at the end of the mounting stage or when the roof, already in operation, will be closed. This fact makes necessary to maintain unchanged, if possible, the static structural scheme in both situations (otherwise we will obtain different pre-camber values depending on which requirement we want to satisfy: that associated to the roof opened or that specified to the roof closed).

Since the roof is conceived in a way that the moveable ribs have an auxiliary support on the front bracing arch when the roof is closed, the unchanging of the static scheme means that this auxiliary support only must work in some situations recommended by the importance of the live loads. That is to say, during most of the life of the structure the moveable ribs will be supported only by the fixed arch and the moveable arch, irrespective of if the roof is opened or closed.

This auxiliary support would be “adjusted” to work as described for the mounting process of the movable ribs so in its final design it has been very important to take into account its adaptation or regulation capacity depending on the definitive geometry of the structure once the mounting stage is finished.

All of these considerations make it necessary to analyze three different general calculation models. Their main characteristics are described in the following:

- a) Open roof model

In this model the following loads are introduced:

- Selfweight.
- Dead load.
- Live load.
- Reduced wind load (10 m/s).
- Temperature.

The boundary conditions applied to the model are the following:

- Fixed ribs: Constrained displacements in the three spatial directions in the north and south supports on the concrete structure. In the center support on the main grandstand, due to its special character, the displacements in the horizontal plane are constrained but in the vertical direction linear springs with an approximated stiffness to that of the concrete grandstand are introduced. The stiffness constants associated to these springs have been obtained from the calculation model corresponding to the concrete structure of the Congress and Exhibition Center. In the three supports of the fixed ribs the rotation with respect to the axis perpendicular to the rib plane is permitted. In the real structure these supports work as hinged fixed ones.

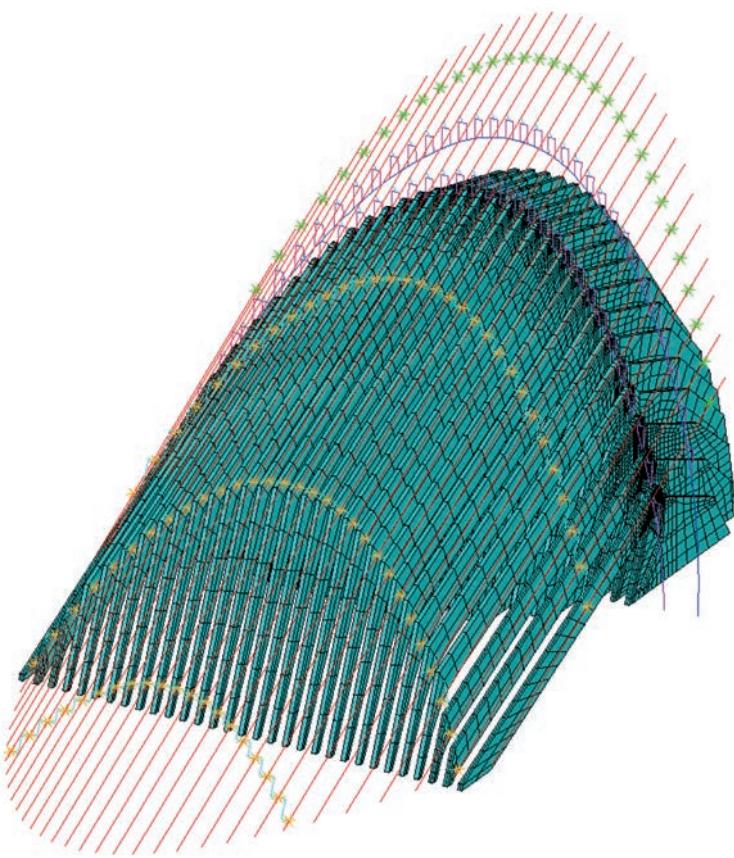


Figura 37. Perspectiva del modelo general con la cubierta cerrada
Figure 37. Perspective of the general model with the roof closed

- Sobrecarga de uso.
- Sobrecarga de nieve.
- Sobrecarga de viento máximo (28 m/s).
- Gradienes de temperatura.

Las condiciones de contorno que se aplican al modelo son las siguientes:

- Costillas fijas: Idem al caso de cubierta abierta.
- Arco fijo: Idem al caso de cubierta abierta.
- Arco móvil: Idem al caso de cubierta abierta.
- Costillas móviles: Uniones articuladas con los arcos fijo y móvil y apoyo articulado auxiliar (en la dirección vertical y transversal al eje longitudinal de la costilla) sobre el arco de arriostramiento frontal.

La estructura tridimensional del Palacio de Exposiciones y Congresos incluyendo las costillas fijas, las costillas móviles, los arcos fijo y móvil y los diferentes sistemas de arriostramiento ha sido modelada mediante el programa de análisis mediante el método de los elementos finitos ANSYS (en la Figura 37 se puede ver una perspectiva del modelo). Siguiendo la metodología descrita se han realizado los siguientes análisis para evaluar la estabilidad y capacidad resistente de la estructura:

- Fixed arch: The displacements and rotations in the three spatial directions of the nodes located at the base of the arch are constrained, that is to say, we consider the arch clamped on the lower concrete structure.

- Moveable arch: The displacements of the nodes located at the base of the arch are constrained. The rotations are free in all spatial directions, so the joint with the operation system will be a spherical joint.

- Movable ribs: Hinged fixed joints (displacements constrained in all spatial directions and rotations free with respect to an axis perpendicular to the rib plane) with the fixed and movable arches.

- b) Closed roof model without live loads.

In this model the following load are introduced:

- Selfweight.
- Dead load.
- Live load.
- Reduced wind load (10 m/s).
- Temperature.

The boundary conditions applied to the model are the following:

- Fixed ribs: As in the open roof calculation model.
- Fixed arch: As in the open calculation model.

- Moveable arch: As in the open roof calculation model.

- Moveable ribs: As in the open roof calculation model.

- c) Closed roof model with live loads.

In this model the following load are introduced:

- Selfweight.
- Dead load.
- Live load.
- Snow load.
- Maximum wind load (28 m/s).
- Temperature.

The boundary conditions applied to the model are the following:

- Fixed ribs: As in the open roof calculation model.

- Fixed arch: As in the open roof calculation model.

- Moveable arch: As in the open roof calculation model.

- Moveable ribs: Hinged joints with the moveable and fixed arches and auxiliary hinged support (in vertical and transversal directions to the longitudinal axis of the ribs) on the front bracing arch.

The 3D structure of the Congress and Exhibition Center including the fixed ribs, the moveable ribs, the fixed and moveable arches and the different bracing systems has been

- Análisis de 1^{er} orden. Es el análisis básico que proporciona los esfuerzos, desplazamientos y reacciones, debido a los diferentes casos de carga aislados.
- Análisis no lineal geométrico (efectos P-Δ) para el estudio de la amplificación de los esfuerzos en los elementos comprimidos.
- Análisis modal. Se han obtenido las frecuencias naturales de vibración de la estructura y los modos asociados.
- Análisis dinámico transitorio. Se ha efectuado un análisis dinámico en la situación de cubierta abierta sometida al máximo viento permitido (10 m/s) para evaluar los desplazamientos que se producen en esas condiciones, las posibles interferencias con la cubierta fija y las vibraciones inducidas por el viento.
- Análisis locales detallados. Se han realizado diferentes modelos detallados con elementos finitos de tipo placa/lámina tanto de elementos estructurales completos como de zonas locales de especial importancia. Para la realización de estos modelos también se ha utilizado el programa ANSYS v.10.0. En concreto, los modelos analizados han sido los siguientes:
 - Modelos de las costillas móviles CM1, CM6, CM10 y CM15. Estos modelos se han utilizado para evaluar el comportamiento resistente de las costillas, optimizar los espesores de chapa utilizados en su fabricación y obtener unos valores precisos de las contraflechas de ejecución que han servido para calibrar los valores aportados por los modelos generales.
 - Modelos de las costillas fijas CF0, CF13 y CF15, utilizados para comprobar las tensiones máximas en las zonas de apoyo, la abolladura de las almas, etc.
 - Modelo de los tramos de arranque del arco fijo.
 - Modelo de la conexión arco fijo-costilla fija.
 - Modelo de la conexión arco frontal-costilla fija.
 - Modelo de las orejetas de apoyo del arco fijo correspondientes a las costillas móviles CM1 y CM14.
- Análisis del proceso constructivo. Se ha analizado la evolución de los desplazamientos y las reacciones en los apoyos de un modelo que simula el procedimiento constructivo previsto.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1. Consejerías y hotel

El proceso constructivo de las estructuras de los tres edificios se plantea según las fases que se describen a continuación:

modeled by means of the FEM analysis software ANSYS (in Figure 37 it can be seen a perspective of such a model). According to the described methodology, the following analyses have been carried out to estimate the stability and the strength of the structure.

- 1st order analysis. The basic analysis that provides the forces, displacements and reactions due to the different single load hypotheses.
- Geometric non linear analysis (P-Δ effects) to study the force amplification in the compressed members.
- Modal analysis. With this analysis both the vibration frequencies and the associated modal shapes have been obtained.
- Transient dynamic analysis. A dynamic analysis for the open roof situation considering the maximum wind load permitted (10 m/s) to evaluate the displacements that can be obtained in such conditions and the possibility of impacts with the fixed ribs. Also the vibrations induced by the wind have been studied.
- Detailed analysis of local models. Different local FE models have been analyzed using plate /shell elements to simulate both complete structural elements and local regions of special relevance and responsibility. To generate these models again the software ANSYS has been used. The analyzed models have been the following:
 - Models for the moveable ribs CM1, CM6, CM10 y CM15. These models have been used to evaluate the resistant behavior of the ribs, to optimize the steel plate thickness used to fabricate them and to obtain an accurate value for the pre-camber that has been very useful to compare with the values coming from the general models.
 - Models for the fixed ribs CF0, CF13 y CF15, used to obtain the maximum stresses in the support zones, the possibility of local buckling of the webs, etc...
 - Local model of the base plate and adjacent stretch of the fixed arch.
 - Local model of the connection between the fixed arch and the the fixed ribs.
 - Local model of the connection between the front bracing arch and the fixed ribs.
 - Local model of the brackets that support the moveable ribs on the fixed arch corresponding to the ribs.
- Analysis of the constructive procedure. The evolution of the displacements and the reaction forces have been analyzed by means of a model that simulate the constructive procedure projected.

4. CONSTRUCTIVE PROCESS

4.1. Office and hotel buildings

The constructive process of the structures of the three buildings was planned according to the stages described in the following paragraphs.

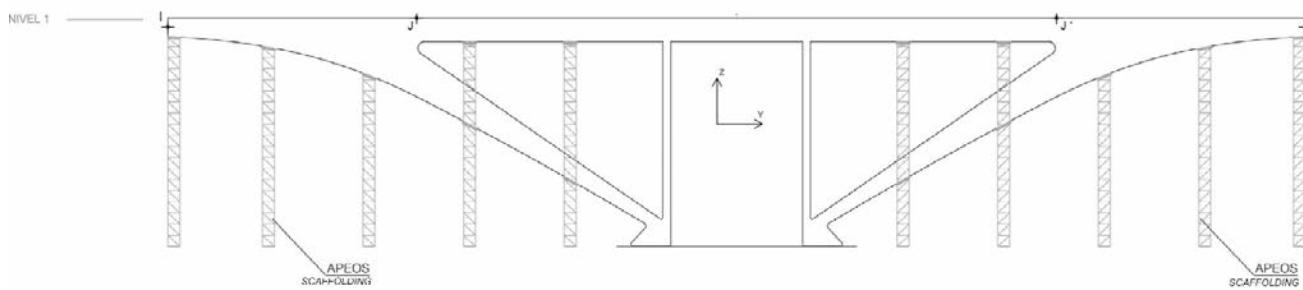


Figura 38. Esquema de la primera fase de montaje de la estructura
Figure 38. Scheme of the first stage of the construction process

1. Fabricación en taller de los pórticos principales y transporte de los mismos a obra. Montaje de los pórticos hasta el nivel +1 (cota +287,08) utilizando los apeos necesarios para garantizar la estabilidad durante el montaje. En obra sólo se realizarían las soldaduras imprescindibles y los pórticos se arriostrarían transversalmente, en caso necesario (ver Figura 38).
2. A continuación se procedió al desapeo progresivo de la estructura controlando las flechas que se produjeron como consecuencia del mismo. Es importante recordar que era una condición necesaria para efectuar el desapeo que los pórticos principales de los edificios de consejerías y del hotel estuvieran unidos en su extremo común antes de proceder al mismo.
3. Montaje de las vigas metálicas de atado entre pórticos principales existentes en el nivel 1 (cota +287,08).
4. Montaje del voladizo Norte del edificio de consejerías. También era una condición necesaria montar toda la perfilería secundaria existente en esta zona (diagonales, pórticos rígidos, ...) para garantizar la estabilidad del conjunto. De nuevo se utilizaron los apeos necesarios para llevar a cabo el montaje (ver Figura 39).
5. Desapeo progresivo del voladizo Norte de los edificios de consejerías, de nuevo con el correspondiente control de flechas.
6. Montaje de la estructura secundaria de perfiles metálicos de los edificios de consejerías y del hotel,

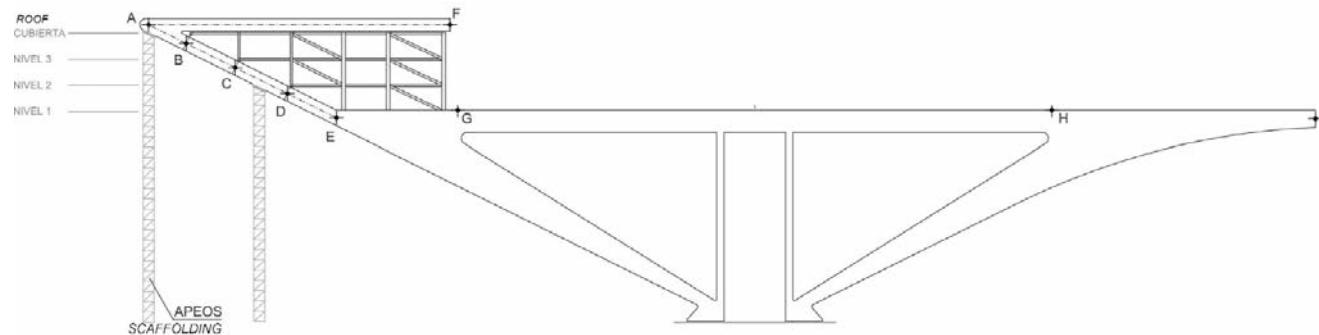


Figura 39. Montaje del voladizo Norte de los edificios de Consejerías
Figure 39. Mounting of the North cantilever of the office buildings

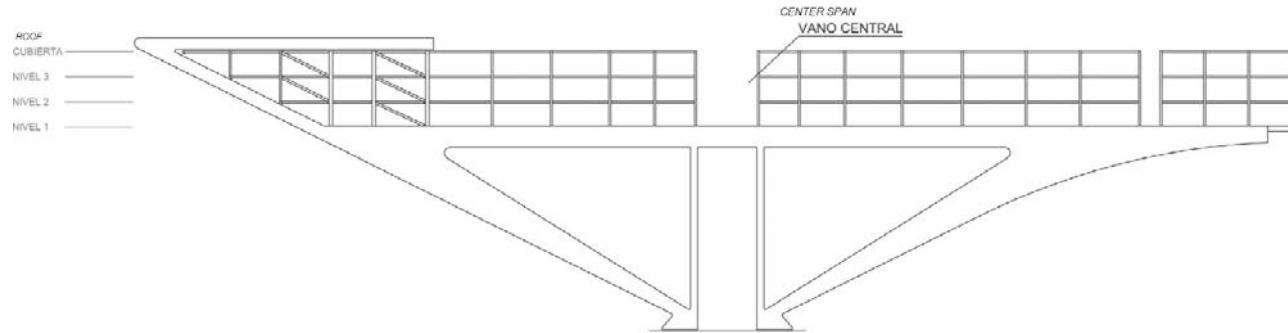


Figura 40. Montaje del entramado metálico secundario de uno de los edificios de Consejerías, a excepción del vano central
Figure 40. Mounting of the secondary steel frame of the office buildings except for the central span

a excepción de las vigas que forman los vanos centrales (proyección vertical del espacio entre las columnas de los pórticos principales, ver Figura 40). A continuación se procedió a hormigonar todos los forjados a excepción de los correspondientes a los vanos centrales.

7. Montaje de la estructura metálica restante y hormigonado de los forjados asociados. Finalmente se montaron los cordones superiores situados en la azotea (ver Figura 41).

Las torres de apeo se dispusieron finalmente en los siguientes puntos:

- Alineaciones 5, 7, 15 y 17 de los edificios Este/Oeste (consejerías, ver Figura 42a).
- Alineaciones F, G, -F y -G en el edificio Sur (hotel, ver Figura 42b).
- Zonas de unión entre los edificios de las consejerías y del hotel (esquinas Sur-Este y Sur-Oeste).

La disposición y diseño de las torres se muestra en las Figuras 43 a 46. Como se puede apreciar se trataba de tramos de grúa torre que apoyaban sobre unas robustas celosías fabricadas *ad hoc* para transmitir las cargas durante el proceso de montaje a aquéllos puntos en los que existían pilares de hormigón en las plantas inferiores. De esta forma se evitaba tener que llevar a cabo el reapeo hasta cimentación de zonas de losa que no eran

cores, see Figure 40). Following, all the composite floors were executed except for that corresponding to the central spans.

7. Mounting of the rest of the steel structure and the associated floor panels. Finally, mounting of the upper steel chords located over the roof of the buildings (see Figure 41).

The auxiliary mounting towers were finally located in the following positions:

- Alignments 5, 7, 15 y 17 of the office buildings (see Figure 42a).
- Alignments F, G, -F y -G in the hotel building (see Figure 42b).
- Joint zones of the three buildings (corners South-East and South-West).

The position and design of the auxiliary structures are shown in the figures 43 to 46. As it can be seen, they were parts of tower cranes that were supported by robust trusses. These trusses were properly fabricated to transfer the loads to the proper points where a lower concrete column existed in the lower levels. In this way it was not necessary to carry out a progressive shoring until the foundation level in the concrete slab regions that were not capable to resist the transferred loads. In the head of the auxiliary towers a special supports were disposed so that later, the hydraulic jacks could be positioned without problems to carry out the withdrawal of the auxiliary structures (see Figure 46).

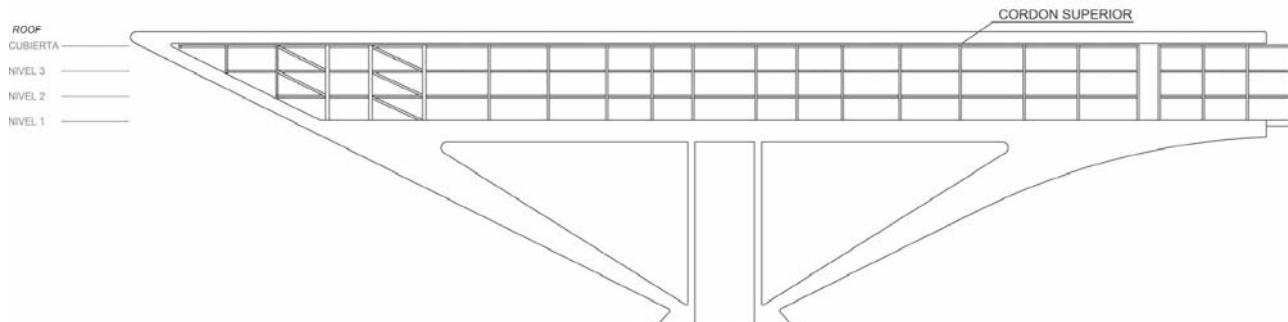


Figura 41. Etapa final del montaje de uno de los edificios de consejerías
Figure 41. Final stage of the mounting process of the office buildings



Figura 42. Situación de las torres de apeo: a) en los edificios de consejerías; b) en el edificio del hotel
Figure 42. Location of the auxiliary structures: a) in the office buildings; b) in the hotel building in the office buildings

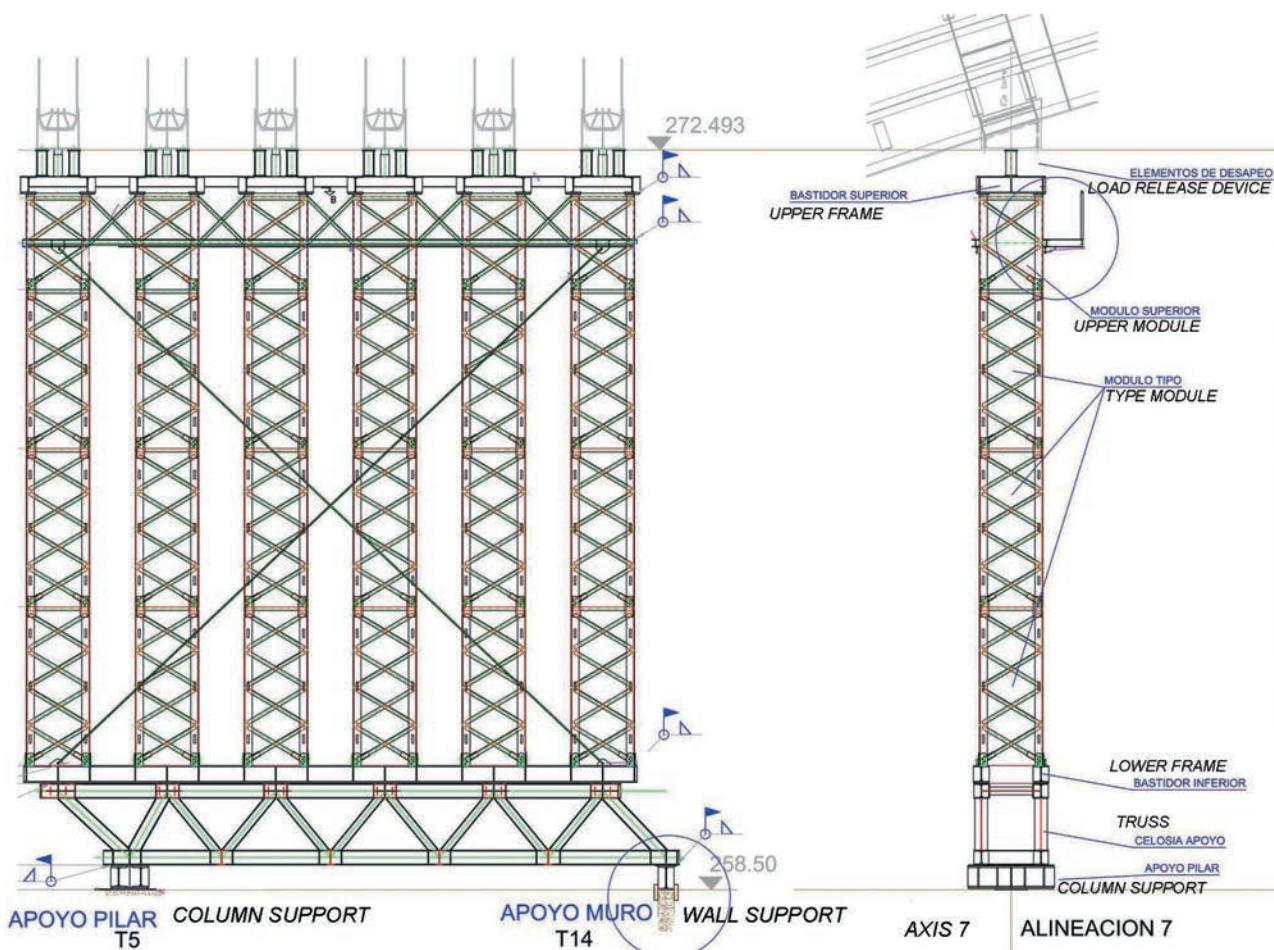


Figura 43. Diseño de uno de los conjuntos de apeo de los edificios: celosías inferiores, torres y bastidor superior
Figure 43. Design of one of the auxiliary structures used to mount the main portals: lower trusses, towers and upper frame

capaces de soportar las cargas transferidas. En la cabeza de las torres de apeo se disponían unos apoyos diseñados de forma que posteriormente pudiesen alojar los gatos hidráulicos necesarios para realizar el desapeo de las estructuras (ver Figura 46).

Durante el montaje se colocaron dianas de control topográfico en puntos relevantes de la estructura, y se mantuvieron las estaciones fijas durante todo el proceso. La situación de las dianas se definió a priori mediante sus coordenadas teóricas y se realizó un análisis

During the mounting process some targets for topographic control were put in relevant points of the structures. These targets were maintained fix during all the process. The situation of the targets was defined previously by means of their theoretical coordinates and also a numerical analysis was carried out to evaluate the different displacements that the successive mounting stages were to provoke in such points.

Also fixed measurement devices were disposed for a constant register of the climatic conditions (temperature

numérico para evaluar los distintos desplazamientos que las sucesivas fases de montaje iban a provocar en dichos puntos.

Se dispusieron igualmente medios fijos de lectura y registro constante de condiciones ambientales (temperatura y velocidad del viento) que permitían tomar medidas correctoras o incluso paralizar las tareas de montaje en caso necesario.

Se colocaron bandas extensométricas en los soportes superiores de las torres de apeo y se efectuó un control periódico para las distintas fases de montaje. Asimismo, se colocaron bandas extensométricas adicionales en la cara superior e inferior de algunas bases de los pórticos principales para efectuar un control tensional evolutivo desde el inicio del montaje hasta la situación de estructura final en servicio.

El desapeo de las estructuras fue realizado por la empresa Freyssinet. Se utilizaron un total de 96 gatos hidráulicos de diferentes capacidades y carreras. Su disposición detallada se muestra en la tabla 1.

Las características de los gatos eran las siguientes:

- **200 VER 40:** Cilindro de 2.000 kN de capacidad y 40 mm de carrera.
- **250 VER 150:** Cilindro de 2.500 kN de capacidad y 150 mm de carrera.
- **90 VER 150:** Cilindro de 900 kN de capacidad y 150 mm de carrera.
- **50 V 30:** Cilindro de 500 kN de capacidad y 30 mm de carrera.

Todos los gatos estaban equipados con rótula y tuerca de seguridad y se calzaban y estabilizaban adecuadamente antes de su puesta en carga.



Figura 44. Torres de apeo con celosía superior en las intersecciones Sur-Este y Sur-Oeste

Figura 44. Auxiliary supports with upper truss in the South-East and South-West intersections

and speed of wind, mainly). These devices permitted to take decisions about corrections in the mounting process or even to stop the mounting tasks if necessary.

Strain gauges were put in the upper supports of the auxiliary structures and a periodic control was carried out for the different construction stages. Also, additional strain gauges were put in the upper and lower flanges of some bases of the main portals to control the evolution of the



Figura 45. Apeos del edificio de la consejería este en los que se pueden ver las celosías inferiores a poyo
Figure 45. Auxiliary supports of the East office building. In the bottom of the sets you can see the lower supporting trusses



Figura 46. Detalle del apoyo superior de los apeos con alojamiento para los gatos hidráulicos de desapeo
Figure 46. Detail of the upper support belonging to the auxiliary structures with housings for the hydraulic jacks

Tabla 1. Gatos hidráulicos utilizados en el desapeo de las estructuras
Table 1. Hydraulic jacks used in the load release process

Alineación <i>Alignment</i>	Desplazamiento máximo (mm) <i>Maximum displacement (mm)</i>	Carga (kN) <i>Load (kN)</i>	Cilindro 200VER 40 <i>Cilindro/Jack 200VER 40</i>	Cilindro 250 VER 150 <i>Cilindro/Jack 250 VER 150</i>	Cilindro 90 VER 150 <i>Cilindro/Jack 90 VER 150</i>
17 Este / East	56	1.180		6	
15 Este / East	30	910	6		
7 Este / East	30	930	6		
5 Este / East	56	1.240 / 950		6	
Sur-Este / South-East	50	650			12**
G - Sur/G-South	32	1.070 / 820	6		
F- Sur / F- South	27	620	6		
17 Oeste / West	53	1.180		6	
15 Oeste / West	30	910	6		
7 Oeste / West	30	920	6		
5 Oeste / West	56	1.240 / 950		6	
Sur-Oeste / South-East	50	650			12**
-G - Sur / G-South	32	1.070 / 820	6		
-F- Sur / F-South	27	620	6		

** En los pórticos principales nº6, dada la poca altura libre entre la pieza y el apoyo, se dispusieron gatos 50 V 30.

** In the main portals nº6, due to the very limited space, the disposed jacks were of the type 50 V 30.

Cada conjunto de 6 gatos correspondientes a una torre/alignación se conectaba a la misma presión de trabajo, salvo en las alineaciones 5 (Este/Oeste) y G,-G (Sur), donde debido a las diferencias de carga entre los pórticos interiores y los exteriores los 4 gatos interiores y los 2 exteriores se conectaban por separado.

Cada uno de estos conjuntos de gatos conectados a la misma presión se enlazaba a una central de electroválvulas y a un sensor de desplazamiento, que a su vez se encontraban conectados al Sistema de Descenso Sincronizado LAO 2000 de Freyssinet.

Este sistema LAO 2000 (acrónimo de Levantamiento Asistido por Ordenador), permitía la elevación sincronizada de hasta 32 puntos (en el caso del desapeo que nos ocupa el número máximo era 16) con una precisión en los desplazamientos de hasta 0,1 mm.

Una vez programado el LAO con las áreas de los cilindros, las cargas y los desplazamientos esperados, se procedía a poner en carga la estructura para retirar los apeos. En este momento se tomaba una lectura de presiones que debía coincidir con las cargas esperadas, lo que ocurrió con una desviación máxima de un 5%.

Con el objetivo de lograr un descenso uniforme, éste se realizó de forma escalonada mediante tres decrementos de carga correspondientes aproximadamente a un 1/3 del desplazamiento esperado en cada punto. En cada etapa, todos los gatos se desplazaban simultáneamente, con un error máximo de 1 mm, obteniéndose lecturas en tiempo real de cargas y desplazamientos.

Una vez completada cada fase y antes de continuar la maniobra, se verificaba que la disminución de carga en cada punto se correspondía con el descenso acumulado. Además dicho descenso acumulado nunca debía sobrepasar el valor de la contraflecha de ejecución, hecho que no sucedió.

4.2. Palacio de exposiciones y congresos

El proceso constructivo del Palacio de Exposiciones y Congresos se llevó a cabo siguiendo las fases que se describen a continuación:

1. Montaje de las costillas fijas. Se realizaba sobre apeos provisionales prefabricados como se muestra en la Figura 47.
2. Montaje de Arcos de arriostramiento traseros (zona Sur) entre costillas fijas.
3. Desapeo de costillas fijas. Retirada de torres de apeo.
4. Desapeo del voladizo de hormigón. Para controlar la carga que la losa del graderío recibiría en la fase final de ejecución, se instalaron unos soportes de acero equipados con células de carga cuyas lecturas se revisaban diariamente. Estos mismos soportes

stress levels from the beginning of the mounting process until the final state of the structures.

The load release process was carried out by the company Freyssinet. A total of 96 hydraulic jacks were used with different load capacities and strokes. The detailed scheme is shown in the table 1.

The main characteristics of the jacks were the following:

- **200 VER 40:** Jack with 2 000 kN of load capacity and 40 mm of stroke.
- **250 VER 150:** Jack with 2 500 kN of load capacity and 150 mm of stroke.
- **90 VER 150:** Jack with 900 kN of load capacity and 150 mm of stroke.
- **50 V 30:** Jack with 500 kN of load capacity and 30 mm of stroke.

All the jacks were equipped with a hinge and a self locking nut and they were properly stabilized before the application of the load.

Each set comprising 6 jacks corresponding to an auxiliary structure /alignment was connected to the same hydraulic pressure except for the alignments 5 (East/West) and G, - G (South) where due to the load differences between the inner and outer main portals, the 4 inner jacks and the 2 outer jacks were connected independently.

Each one of the jack sets connected to the same pressure was linked to an electrovalves station and to a displacement detecting device. They were also connected to the Synchronized Descent System 2000 of Freyssinet.

This SDS 2000 system permits the synchronized elevation/descent of up to 32 points (in this case the maximum number was 16) with a displacement accuracy of 0.1 mm, as a maximum.

Once the SDS was programmed with the cylinders areas, the loads, and the probable displacements, the structure was loaded to release the auxiliary supporting structures. In this moment, the pressures in the cylinders were registered and compared to the previously calculated loads coming from the calculation general model. The maximum deviation observed was a 5%.

With the objective of obtaining an uniform descent, the release process was carried out step by step by means of three load decreases corresponding approximately to 1/3 of the calculated displacement in each point. In each step, all the jacks were displaced simultaneously, with a maximum error of 1 mm. Meanwhile real-time measurements of loads and displacements were registered.

Once a step was completed and before continuing with the process, it was verified that the load decrease in each point was correlated with the cumulative descent. Also, such a cumulative descent never should be higher than the pre-camber value specified. This fact did not occur in any case.



Figura 47. Montaje de las costillas fijas sobre torres de apeo
Figure 47. Mounting of the fixed ribs on auxiliary supports



Figura 48. Soportes de acero utilizados en el apeo de la losa del graderío, instrumentados con células de carga y apoyados sobre celosías auxiliares

Figure 48. Steel columns monitored with load cells and supported on auxiliary trusses, used to support the grandstand slab

fueron diseñados para alojar los gatos que se utilizaron en el desapeo de esta losa una vez que hubo finalizado el montaje de las costillas fijas. En la Figura 48 se muestran estos soportes apoyados sobre unas celosías auxiliares que transferían la carga a los pilares de hormigón de las plantas inferiores.

5. Montaje del Arco Fijo. Una vez desapeada la estructura de las costillas fijas se inició el montaje del arco fijo, que podemos considerar como el elemento más crítico de toda la estructura, tanto a nivel de seguridad como de precisión topográfica necesaria en su montaje. La fabricación final del arco fijo en taller tuvo en cuenta las distancias reales entre costillas fijas medidas topográficamente en obra, fabricándose inicialmente con una demasía de 50 mm a ambos

4.2. Congress and exhibition center

The constructive process of the Congress and Exhibition Center was carried out according to the stages described in the following:

1. Mounting of the fixed ribs. This was carried out on prefabricated auxiliary supports as shown in the Figure 47.
2. Mounting of the back bracing arches between fixed ribs (South zone).
3. Load release of the fixed ribs. Withdrawal of auxiliary supports.
4. Load release of the concrete grandstand. To control the load over the grandstand slab in the final stage, a series of steel columns monitored with load cells were installed. The data of the load cells were registered and revised daily. These columns were designed to support also the jacks that were used to carry out the load release of the grandstand slab once the mounting of the fixed ribs was finished. The Figure 48 shows these columns supported on auxiliary trusses that transferred the load to the columns of the lower floors.
5. Mounting of the fixed arch. Once the load release of the fixed ribs has been finished the mounting stage of the fixed arch began. This arch can be considered the most critical member of the whole structure from the point of view of the structural security and also from the point of view of the necessary topographic accuracy for its mounting. The final shop fabrication of the fixed arch took into account the real distance between fixed ribs topographically measured on site and so the different



Figura 49. Izado y montaje de uno de los tramos del arco fijo
Figura 49. Elevation and mounting of one of the parts of the fixed arch

lados de cada tramo. En la Figura 49 se muestra el izado de uno de los tramos del arco fijo con las orejetas de unión a las costillas móviles ya soldadas.

6. Montaje de las costillas móviles. Las 32 costillas que constituyen la cubierta móvil se dividieron cada una para su fabricación en 5 tramos (costillas 1 a 9), 4 tramos (costillas 10 a 14) y 3 tramos (costillas 15 y 16). Estos tramos llegaban a obra individualmente y, una vez allí, y antes de su izado se realizaban los siguientes prearmados:

- Prearmado (3+4+5) costillas ± 1 a ± 9 .
- Prearmado (3+4) costillas ± 10 a ± 14 .
- Prearmado (1+2+3) costillas ± 15 y ± 16 .
- Prearmado (1+2) costillas ± 1 y ± 14 .

Los prearmados indicados se realizaban en las zonas de montaje que se habían habilitado para tal efecto en el entorno del Palacio y en las que existían unas bancadas que se habían diseñado y construido de forma que la contraflecha de ejecución de las costillas móviles estuviese garantizada tras el montaje (ver Figura 50). Durante el proceso de prearmado se introducían y montaban los ejes de los arriostramientos y del arco fijo, que se izaban conjuntamente con las piezas. Los ejes de conexión al arco móvil se introducían posteriormente.



Figura 50. Bancadas de montaje de las costillas móviles
Figure 50. Mounting rigs for the moveable ribs

parts of the arch were fabricated oversized 50 mm at both sides. Figure 49 shows the elevation of one of the parts of the fixed arch with the brackets that support the moveable rib already welded.

6. Mounting of the moveable ribs. All the 32 ribs that form the moveable roof were divided for their shop fabrication in 5 parts (ribs ± 1 to ± 9), 4 parts (ribs ± 10 to ± 14) and 3 parts (ribs ± 15 and ± 16). These parts were transported to the site individually and, before their erection, the following subsets were welded and mounted on site:

- Subset (3+4+5): ribs ± 1 to ± 9 .
- Subset (3+4) ribs ± 10 to ± 14 .
- Subset (1+2+3) ribs ± 15 and ± 16 .
- Subset (1+2) ribs ± 1 to ± 14 .

The indicated subsets were welded in the mounting areas that were built for that purpose next to the Congress and Exhibition Center. In such working areas there were a set of rigs that were designed and built so that the projected pre-camber for the moveable ribs was guaranteed after the mounting stage (see Figure 50). During the welding process of the subsets the axles belonging to the bracing system were introduced and mounted inside the moveable ribs and also that of the fixed arch. All of these axles were elevated together with the parts of the moveable ribs. The connection axles to the moveable arch were introduced afterwards.

After the welding of the subsets was finished it began the elevation of them (see Figures 51 and 52). In this operation the following considerations were taken into account:

- The moveable roof was mounted 1.6° above its theoretical closed situation. This fact had an effect on the geometry of the necessary auxiliary supports that were disposed.
- The subsets (3+4+5) and (3+4) were the first to be erected. Such subsets correspond to the north zone of the



Figura 51. Izado del prearmado Norte (3+4+5) de la costilla móvil CM 1

Figure 51. Elevation of the North subset (3+4+5) of the moveable rib CM 1

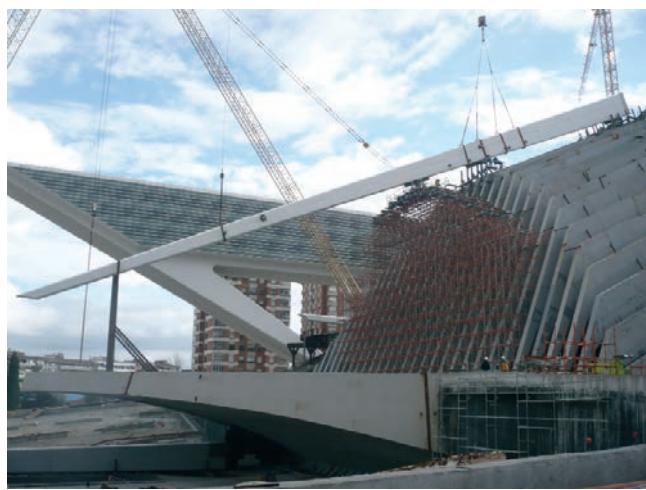


Figura 52. Preamado Norte de la costilla móvil CM1 ya situado sobre los apoyos auxiliares de montaje

Figure 52. North subset of the moveable rib CM 1 already mounted on the auxiliary supports



Figura 53. Chapas de acero de espesor 60 mm pertenecientes a las orejetas de unión arco fijo – costillas móviles y utilizadas para corregir las desviaciones de la posición de los ejes en el montaje con respecto a las posiciones teóricas

Figure 53. Steel plates 60 mm thick belonging to the joining brackets fixed arch – moveable ribs and used to correct the position deviations of the axles with respect to the theoretical values during the mounting stage

A continuación se realizó el izado de los prearmados (ver Figuras 51 y 52), proceso en el que debían tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- La cubierta móvil se montaba 1,6° por encima de su situación teórica de cubierta cerrada lo que afectaba a la geometría de los apoyos auxiliares que era necesario disponer.
- Los primeros prearmados que se izaban eran los (3+4+5) y (3+4), esto es, los correspondientes a la zona Norte. Las costillas se montaban desde el centro hacia los extremos (costillas ±1 hacia las costillas ±16).
- De los dos apoyos auxiliares que era necesario disponer para el apeo de los prearmados (3+4+5) y (3+4), uno estaba situado sobre las costillas fijas, lo que ocasionaba unas deformaciones en las mismas que a su vez generaban desplazamientos del eje teórico del

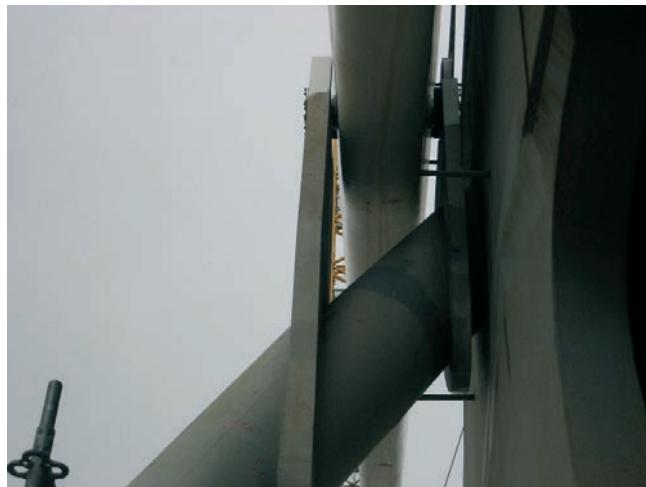


Figura 54. Chapas de espesor 60 mm ya soldadas a las orejetas del arco fijo y con el eje de giro de la costilla ya montado

Figure 54. Steel plates 60 mm thick already welded to the brackets of the fixed arch and with the moveable rib rotation axle already mounted

complex. The moveable ribs were mounted from the center to the sides (ribs ±1 to ±16).

- Two auxiliary supports were necessary to support the subsets (3+4+5) y (3+4). One of them was mounted on the fixed ribs and this fact generated some deformations that also generated displacements of the theoretical axis of the fixed arch. These displacements were taken into account when the steel plates 60 mm thick that formed the joint to the brackets of the fixed arch were welded to it. These plates are shown in the Figures 53 and 54.
- Once these plates were totally welded, the subsets located in the south, (1+2+3) y (1+2), were erected and mounted from the sides to the center.
- It was necessary to brace temporarily the moveable ribs during the mounting process due to the big displacements that the wind loads could provoke.



Figura 55. Tramo de arco móvil incluyendo las orejetas de unión a las costillas antes de ser izado y montado

Figure 55. Moveable arch section, including the joining brackets, before its elevation and mounting

arco fijo. Para corregir estos desplazamientos y evitar desviaciones en la geometría teórica de la cubierta existía la posibilidad de rectificar o suplementar las chapas de 60 mm de espesor que completaban la unión con las orejetas soldadas al arco fijo. Estas chapas se muestran en las Figura 53 y 54.

- Una vez montadas y soldadas las chapas de 60 mm mencionadas, se procedía a izar los prearmados Sur (1+2+3) y (1+2), comenzando desde los extremos hacia el centro.
 - Era necesario arriostrar provisionalmente las costillas móviles durante el proceso de montaje dado que las cargas de viento podían provocar desplazamientos de magnitud importante.
7. Colocación de los contrapesos de hormigón. Finalizadas las tareas de soldadura de la totalidad de las costillas móviles y una vez realizadas las comprobaciones topográficas pertinentes para verificar que la geometría de las mismas se ajustaba a los modelos teóricos, se comenzaba a llenar los contrapesos de hormigón a través de unos agujeros existentes en el ala superior del tramo Sur de dichas costillas. Se utilizaron dos tipos de hormigón con densidades de 2.800 y 2.200 kg/m³. El hormigón de alta densidad se utilizó en las costillas de mayor longitud (\pm CM1 a \pm CM3) dado que el espacio existente en las mismas para alojar el contrapeso no era suficiente para alcanzar la magnitud requerida con hormigón de densidad normal. El hormigón se vertía mediante una tolva que se izaba con las grúas torre y en todo momento se controlaba cómo la reacción vertical de las costillas móviles se iba reduciendo hasta alcanzar el valor predicho por los modelos de cálculo. Para ello se instalaron células de carga en los apoyos auxiliares situados más al Norte.
8. Montaje del arco móvil. El arco se fabricó en tramos individuales que, en algunos casos, incorporaban las orejetas de unión a las costillas móviles (ver



Figura 56. Tramos de arco móvil con orejetas ya montados en las costillas móviles

Figure 56. Moveable arch sections, including joining brackets, already mounted on the moveable ribs

7. *Filling of the concrete counterweights. Once the welding process for all the moveable ribs was finished and once the proper topographic verifications was carried out to compare the real geometry with that of the theoretical models had been performed, the following task was to fill the concrete counterweights through a series of existing holes in the upper flange of the south part of the moveable ribs. Two different concrete types were used with densities of 2 800 y 2 200 kg/m³ respectively. The high density concrete was used for the longest moveable ribs (\pm CM1 a \pm CM3). In these ribs the limited space to house the counterweight did not permit the required magnitude with the standard density concrete to be reached. The concrete was poured by means of a hopper that was elevated with the tower crane and in every moment it was controlled as the vertical reaction of the moveable ribs was reduced to reach the value predicted by the calculation models. For this reason load cells were mounted in the auxiliary supports located in the north.*
8. *Mounting of the moveable arch. The arch was fabricated in different sections that, in some cases, also incorporated the joining brackets to the moveable ribs (see Figure 55). These sections were welded on site by means of complete penetration welding chords. Each one of the sections including the brackets was elevated above the hotel building and was connected to the corresponding moveable rib through its axle and joint bearing (see Figure 56). After that, and with the help of some special devices, the sections were rotated and located in the proper positions and, after the proper topographic verifications, the weldings that connected them to the adjacent sections were executed (see Figure 57). These adjacent sections, that had not joining brackets, were shop fabricated taking as a basis for their fabrication the topographic measurements performed on the already accurately mounted sections.*
9. *Geometric adjustment of the moveable ribs. Once the mounting of the moveable arch was finished, the following task was to adjust the position of the moveable ribs so that the mounting process of the bracing system*

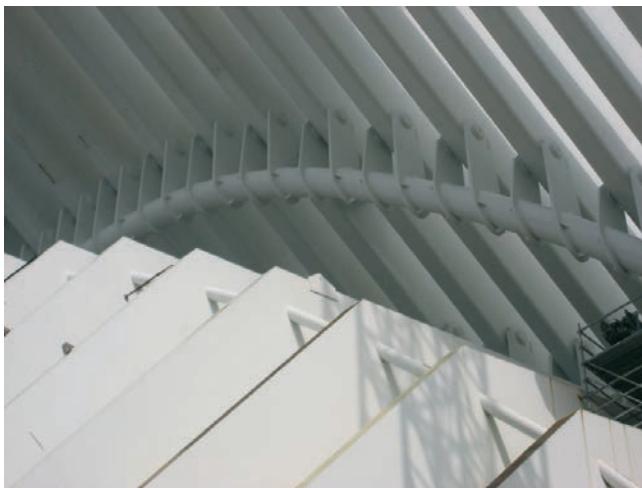


Figura 57. Arco móvil finalizado
Figure 57. Moveable arch already finished

Figura 55) y que se soldaban en obra mediante cordones a penetración completa. Cada uno de los tramos que incorporaba orejetas se izaba por encima del edificio del hotel y se conectaba a las costillas móviles mediante los ejes y los cojinetes de la articulación (ver Figura 56). Posteriormente mediante unos utilajes especiales los tramos se giraban y colocaban en posición para, tras las comprobaciones topográficas pertinentes, unirse a los tramos adyacentes (ver Figura 57). Estos tramos adyacentes, que no incorporaban orejetas de unión, se fabricaban en taller a medida tomando como base las medidas topográficas realizadas sobre los tramos ya montados y colocados en su posición correcta.

9. Ajuste geométrico de las costillas móviles. Una vez finalizado el montaje del arco móvil se procedió a ajustar geométricamente la posición de las costillas móviles para que el montaje de los arriostramientos entre las mismas pudiese ser llevado a cabo sin problemas. Para ello se utilizaron gatos hidráulicos que se alojaron en los apoyos auxiliares situados en el Norte. Hay que tener en cuenta que en esta fase el arco móvil todavía no se había anclado a los mecanismos de accionamiento por lo que se encontraba “colgando” de las costillas móviles y ello le permitía girar libremente respecto de sus articulaciones en el arco fijo.
10. Montaje de arriostramientos entre costillas móviles (ver Figura 58). Como se trataba de uniones atornilladas, no había más que montar unos andamios que permitiesen llegar a los ejes en cuestión, elevar las barras de arriostramiento y proceder al apriete de los tornillos. Dado que las barras se habían fabricado con anterioridad, a pesar de los ajustes geométricos llevados a cabo en el punto anterior en algunos casos fue necesario suplementar las barras con casquillos adicionales para efectuar las uniones correctamente.
11. Conexión al sistema de accionamiento (ver Figuras 59 y 60). Finalmente, y tras comprobar que el sistema de accionamiento de la cubierta funcionaba correctamente tras ejecutar un protocolo de pruebas



Figura 58. Arriostramientos finalizados
Figure 58. Bracing system already finished



Figura 59. Conexión del extremo inferior del arco móvil a la palanca guidadora
Figure 59. Connection of the lower end of the moveable arch to the lever arm



Figura 60. Conexión de la palanca guiatora a los cilindros de accionamiento
Figure 60. Connection of the lever arm to the hydraulic cylinders

cuya descripción está más allá del alcance de este artículo, se procedía a conectar el extremo inferior del arco móvil a la palanca guiatora que, previamente, ya había sido conectada a los cilindros de accionamiento.

Finalmente, en la Figura 61 se muestra el aspecto actual del conjunto de edificaciones Buenavista

could be easily carried out. To make these adjustments hydraulic jacks located in the north auxiliary supports were used. It should be noted that at this time the moveable arch was still not anchored to the operation system of the roof; it was hanging on the moveable ribs and the moveable ribs were free to rotate with respect to their joints with the fixed arch.

10. Mounting of the bracing system between moveable ribs (see Figure 58). As the bracing bars were joined to the moveable ribs by means of bolted joints it was necessary to mount a scaffolding with the proper height to reach all the axles. Then the bracing bars were elevated, correctly positioned and finally bolted to the axles. The bracing bars were previously fabricated in the steel shop and, in spite of the geometric adjustments carried out, in some cases it was necessary to extend the bars by welding a little steel section of the same size as the original bar. In this way the joint was correctly executed.
11. Connection to the operation system (see Figures 59 and 60). Finally, and after a series of verifications carried out on the different components of the operation system according to a proof protocol whose description is beyond the scope of this paper, it was necessary to connect the lower ends of the moveable arch to the lever arm that, previously, was also already connected to the hydraulic operation cylinders.

Finally, in Figures 61 it can be seen the present state of the whole Buenavista Building Complex.



Figura 61. Conjunto de edificaciones Buenavista en la actualidad
Figure 61. Buenavista Building Complex at present

REFERENCIAS / REFERENCES

- [1] UNE-EN 1990: 2003. *Bases de cálculo de estructuras*. Madrid: AENOR, 2003.
- [2] UNE-EN 1991-1-1: 2003. *Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios*. Madrid: AENOR, 2003.
- [3] UNE-EN 1991-1-3: 2004. *Acciones en estructuras. Parte 1-3: Acciones generales. Cargas de nieve*. Madrid: AENOR, 2004.
- [4] UNE-EN 1991-1-4-2007. *Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento*. Madrid: AENOR, 2007.
- [5] UNE-EN 1991-1-5: 2004. *Acciones en estructuras. Parte 1-5: Acciones generales. Acciones térmicas*. Madrid: AENOR, 2004.
- [6] UNE-EN 1992-1-1: 2010. *Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. Madrid: AENOR, 2010.
- [7] UNE-EN 1993-1-1: 2008. *Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*. Madrid: AENOR, 2008.
- [8] INSTITUTO DE MICROGRAVEDAD "IGNACIO DA RIVA". *Medida en túnel aerodinámico de las cargas de viento sobre elementos seleccionados del conjunto de edificaciones Buenavista de Oviedo*. Madrid: Instituto de Microgravedad Ignacio da Riva, Laboratorio de Aerodinámica, Universidad Politécnica de Madrid, 2006.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES/ LIST OF PARTICIPANTS

- **Propiedad/Owner:** JOVELLANOS XXI – EXCMO. AYTO. DE OVIEDO
- **Proyecto y Dirección de Obra**
Project and Site Supervision:
 - Autor del Proyecto / *Author of the design:* SANTIAGO CALATRAVA L.L.C.
 - Equipo de Proyecto / *Project Team:*
 - D. Santiago Calatrava Valls
 - D. Fco. Javier Fernández Pozuelo
 - D. Enrique Goberna Pérez
 - D. Mario Rando Campos
 - D. Raúl Rodríguez Fajardo
- **Dirección de Obra/Site Supervision:**
 - D. Fco. Javier Fernández Pozuelo
 - D. Carlos Fernández García
 - D. Emiliano González Galaz
- **Contratista Principal/General Contractor:** FIAGA S.A.
 - D. Carlos García García
 - D. Florencio Martínez Iturriaga
- **Taller de Estructura Metálica/Steel Shop:** UTE BUENAVISTA (AUGESCON - EMESA - TRADEHI)
 - D. Gervasio Fernández González
 - D. José Ignacio García López
 - D. José María García Argüero
 - D. Abelardo del Valle Tuero
- **Sistema de Accionamiento de la Cubierta**
Roof Operation System: WAAGNER BIRO AG
 - D. Martin Lechner
 - D. Helmut Keweg
- **Monitorización y Desapeo**
Monitoring and Load Release: FREYSSINET, S.A.
 - D. Carlos Pérez Rodríguez
 - D. Patrick Ladret

INTECSA-INARSA, S.A.

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

Servicios ofrecidos

- Viaductos de carretera y ferrocarril
- Pasarelas
- Estructuras especiales
- Edificación singular y residencial
- Asistencias técnicas
- Direcciones de obra
- Optimización de proyectos

Grandes proyectos internacionales

- Evaluación estructural y refuerzo del "Alaskan Way Viaduct" (Seattle, EEUU)
- Estructuras de empuje de tuneladora para Crossrail (Londres, Reino Unido)
- Viaductos de la línea de Alta Velocidad Kalampaka-Ioannina (Grecia)
- Edificios, digestores y estructuras para C.T.R.S.U. Marsella (Francia)
- Estructuras para "Jubail Industrial City Railway Network" (Arabia Saudí)
- Coordinación del Proyecto "Ampliación de Autovía Panipat-Jalandhar" (India)



Pasarela colgada sobre el Esla en Sahechores (León), luz 75 m



Viaducto SG-26 en la LAV Atenas-Tesalonica, luz máxima 150 m



Grupo SNC-Lavalin

CONSTRUYENDO EL FUTURO

Intecsa-Inarsa, S.A. es líder en España en el campo de la Ingeniería y la Construcción y además cuenta con el respaldo y la experiencia del Grupo SNC-Lavalin, con 35.000 empleados y oficinas en más de 35 países.

INTECSA-INARSA, S.A.
Santa Leonor, 32 - 28037 Madrid
Tel.: 91 567 38 00
Fax.: 91 567 38 01
general@intecsa-inarsa.es
www.intecsa-inarsa.es

VI CONGRESO DE ACHE

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS
MADRID | JUNIO | 2014

Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural



www.e-ache.com

Diseño antisísmico en los viaductos SG25, SG27 y SG28 de la línea de alta velocidad Atenas-Tesalónica

Antiseismic design of viaducts SG25, SG27 and SG28 in the high speed railway line Athens-Thessaloniki

Guillermo Santamaría Caballero⁽¹⁾, David Izquierdo López⁽²⁾, Cristina Martín Nieto⁽¹⁾
e Ignacio Abad González⁽¹⁾

Recibido | Received: 12-06-2012

Aceptado | Accepted: 24-10-2012

Resumen

El tramo entre los puntos kilométricos 33 y 46 de la nueva línea de alta velocidad Atenas-Tesalónica, entre las poblaciones de Lianokladi y Domokos, incluye varios puentes cajón de hormigón postesado. Las estructuras SG25 y SG28 se ejecutan mediante empuje desde un estribo y la estructura SG27 se ejecuta mediante cimbra sobre el terreno fase a fase.

Dada la alta sismicidad en la zona ($a_c = 0,39$ g), se ha planteado un enfoque combinado de aislamiento y amortiguación mediante diversos elementos en pilas y estribos: neoprenos, apoyos esféricos (libres o guiados), péndulos y amortiguadores-transmisores de impacto (transversales y longitudinales). Se ha logrado, así, reducir la entrada de energía sísmica, limitando los movimientos mediante la disipación de energía. Se realizó un análisis sísmico dinámico no lineal en el tiempo, sometiendo a los modelos de los puentes a siete pares de acelerogramas reales.

Palabras clave: sismo, aislamiento, péndulo, amortiguador, no linealidad.

Abstract

The Lianokladi-Domokos Section of the New Double Track High Speed Railway Line between Athens and Thessaloniki includes some posttensioned concrete box girder bridges. The structures SG25 and SG28 were incrementally launched from one abutment and the structure SG27 was built following a span-by-span construction on conventional falsework.

Due to the high seismicity of the area ($a_c = 0,39$ g), an isolation-damping strategy has been adopted by means of various anti-seismic devices on piers and abutments: elastomeric bearings, spherical bearings (guided or fixed), pendulum bearings and shock transmitters-dampers (transversal and longitudinal). Thus, seismic energy input is reduced whilst damping limits deck movements. A complete dynamic non-linear time-history was conducted, applying seven pairs of real accelerograms to the models of the bridges.

Keywords: earthquake, isolation, pendulum, damper, non-linearity.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SNC-LAVALIN INTECSA, S.A. (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: guillermo.santamaria@snc-lavalin.com

1. INTRODUCCIÓN

La administración griega ha realizado en las últimas décadas un gran esfuerzo por modernizar su red de ferrocarriles. Para ello ha contado en ciertos casos con la ayuda de fondos europeos. Éste ha sido el caso del proyecto para la nueva línea de alta velocidad Atenas-Tesalónica.

Dentro de este contexto, la administración ferroviaria griega ERGOSE adjudicó a SNC-LAVALIN INTECSA en el año 2004 el proyecto de las estructuras del tramo Lianokladi-Domokos (pp.kk. 33 al 46) de la línea de alta velocidad mencionada. El proyecto fue dirigido por D. Guillermo Ontañón Carrera y se realizó en colaboración con la ingeniería griega Malios Associates, que se ocupó del trazado, la geotecnia, el drenaje, el diseño de las estructuras menores, la gestión del proyecto y las traducciones al griego.

SNC-LAVALIN INTECSA realizó un proyecto preliminar detallado y un diseño constructivo de las estructuras principales del tramo. El proyecto preliminar fue entregado el año 2006 y el diseño constructivo el año 2009. La ejecución de las estructuras de las que se ocupa este artículo se ha terminado en 2011.

Lamentablemente, la actual crisis económica en la que se encuentra Grecia ha provocado que se paralicen o retrasen la mayor parte de las licitaciones y obras que restan para la finalización del tramo, por lo que aún no se presta servicio en el mismo.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

2.1. Generalidades

El tramo proyectado consta de cuatro viaductos principales, denominados SG25, SG26, SG27 y SG28. La tabla 1 muestra las características principales de los viaductos.

La estructura SG26 es un viaducto compuesto por 3 arcos metálicos atirantados por el tablero (“bow-string”) de hasta 151,1 m de luz entre pilas, construido por empuje desde uno de los estribos. Sus especiales características le diferencian del resto de estructuras del tramo y le dan carácter singular, por lo que no se incluye en este artículo. La velocidad de proyecto de este tramo en

particular es de 160 km/h, aunque para las estructuras del mismo se han seguido criterios de diseño propios de la velocidad general de la línea, por decisión de la Propiedad ($1,20 \times 220 = 260$ km/h). La sección tipo de los tableros da cabida a una plataforma de 13,90 m para doble vía.

Las normativas prescritas para el proyecto son las normas alemanas de acciones y de hormigón (DS 804 y DIN 1045) [1, 2], en conjunción con las normas sísmicas griegas [3, 4, 5]. Siguiendo los requisitos de proyecto, las cargas de tráfico incluyen los trenes UIC71 con coeficiente de clasificación de 1,25, los SW y los SSW (iguales a SW/0 y SW/2).

Merece la pena resaltar que las normas de hormigón armado y hormigón pretensado exigidas por el pliego eran la DIN 1045 y la DIN 4227 (versiones de 1988), ambas derogadas ya al comienzo del proyecto. En la norma DIN 4227 la máxima tensión admisible en cables era de sólo el mínimo entre el 55% de la carga unitaria máxima característica y el 75% del límite elástico característico (80% del límite elástico característico durante el tesado). No sin vencer ciertas resistencias por parte del cliente y de su supervisión, se consiguió que se admitiera trabajar con una máxima tensión del mínimo entre el 75% de la carga unitaria máxima característica y el 85% del límite elástico característico (80% y 90% durante el tesado), coherente con la norma DIN 1045-1 vigente desde 2001 [2]. De esta forma, además de implantar en el proyecto un enfoque moderno basado en Estados Límite, se logró una importante reducción de cuantías de acero activo. El origen de estas fuertes diferencias normativas se encontraría en las características materiales de los aceros antiguamente empleados en Alemania (más sensibles a los procesos de corrosión bajo tensión y con menor tenacidad de fractura), que se verían apoyados en algunas experiencias desafortunadas.

Se procede, a continuación, a describir someramente las estructuras y su construcción para dar paso a las consideraciones respecto a la acción sísmica y su influencia en el diseño.

2.2. Estructuras SG25 y SG28

Las estructuras SG25 y SG28 son bastante similares, por lo que describen conjuntamente, particularizan-

Tabla 1. Características de las estructuras

Nombre	Número de vanos	Altura pilas (m)	Luces (m)	Longitud (m)
SG25	5	38,0	36 - 3 × 45 - 36	207
SG26	3	46,1	126,85 - 151,1 - 126,85	404,8
SG27	5	17,6	36 - 3 × 45 - 36	207
SG28	8	51,0	36 - 6 × 45 - 36	342

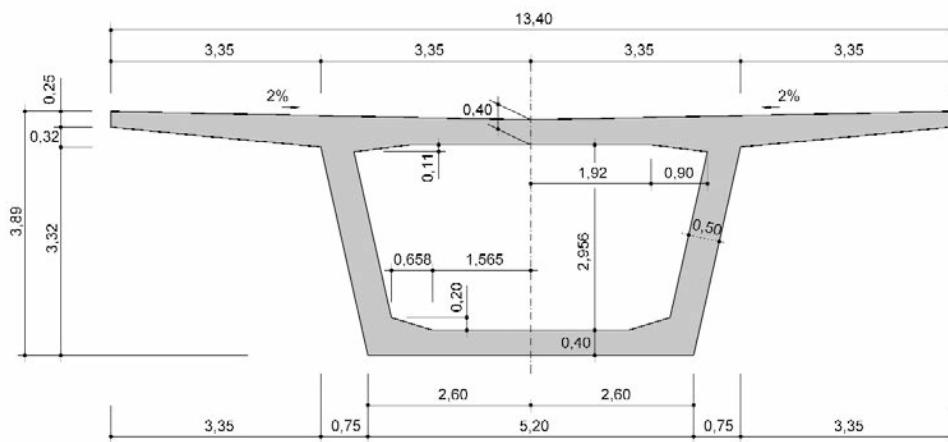


Figura 1. Sección transversal tableros SG25 y SG28

do donde resulta necesario. Se trata de tableros de hormigón postesados en sección cajón, para ser ejecutados por empuje desde uno de los estribos. El canto total del tablero es de 3,90 m, lo que proporciona una ratio canto/luz de 1/11,5. Se usó un hormigón B55 (C45/55). Las dimensiones pueden observarse en la Figura 1.

Como se observa, la esbeltez de los viaductos proyectados es sensiblemente inferior a la empleada comúnmente en España para el diseño de estas estructuras. El origen de estas diferencias se encuentra en el cumplimiento del requisito de pretensado completo (antigua clase 1 según la EP española) para el tablero en situación de sobrecarga completa, lo que requiere no sólo una cuantía de pretensado considerablemente elevada en comparación con los valores empleados en España, sino también más canto para disminuir las tensiones sobre el mismo.

El pretensado, constituido por cordones de 0,6" (140 mm²), está organizado en tres familias. La primera familia, de construcción, consta de 12 tendones de 15 cordones en la tabla superior y de 6 tendones de 15 cordones en la tabla inferior. La segunda familia, de servicio, está formada por tendones de refuerzo sobre pilas y centros de vano. Esta segunda familia se pone en carga tras el lanzamiento. La última familia se encuentra centrada en las almas y ayuda a la flexión horizontal debida al sismo. Todas las familias son de tendones rectos y se anclan en resaltos interiores del cajón (Figuras 2 y 3).

El empleo de cables rectos en la segunda familia de cables de refuerzo para las situaciones de servicio, permitió reducir la cuantía de pretensado total del tablero, pues se reducen los cables a los estrictamente necesarios y en las secciones adecuadas. Sin embargo, este tipo de solución topa con ciertas desventajas frente a los requisitos de diseño empleados, basados en normas más antiguas que las actuales.

En primer lugar, de acuerdo a la antigua DIN 1045, la capacidad resistente del hormigón a cortante de-



Figura 2. Vainas pretensado primer tramo

pende de la tensión cortante existente en la sección, por lo que los diseños originales constaban de almas de hasta 70 cm. Para el espesor de almas dispuesto, la tensión sobre las mismas resulta tan elevada que la colaboración del hormigón a cortante se desprecia, requiriendo una cuantía transversal considerablemente superior. Este aspecto se acentúa al no disponer cables de segunda fase en paráolas por las almas, que permiten reducir el cortante efectivo sobre el tablero y por tanto la tensión tangencial (parámetro de control en la DIN 1045) que controla la colaboración del hormigón a corte.

Por otro lado, tal y como se mostrará más adelante, si la estructura se diseña mediante criterios de aislamiento sísmico, uno de los requisitos fundamentales que establece la normativa es mantener el régimen elástico en el tablero. Dadas las fuertes aceleraciones del tablero resultaba necesario disponer de algún cable en las almas que permitiera disponer de precompresiones en las mismas con objeto de mantener el tablero lejos de fisuración.

El requisito de pretensado completo para la situación de sobrecarga de la norma DS 804 se plantea no sólo en situación longitudinal, sino también transversal (como parecería evidente). Esto obliga (y suele ser

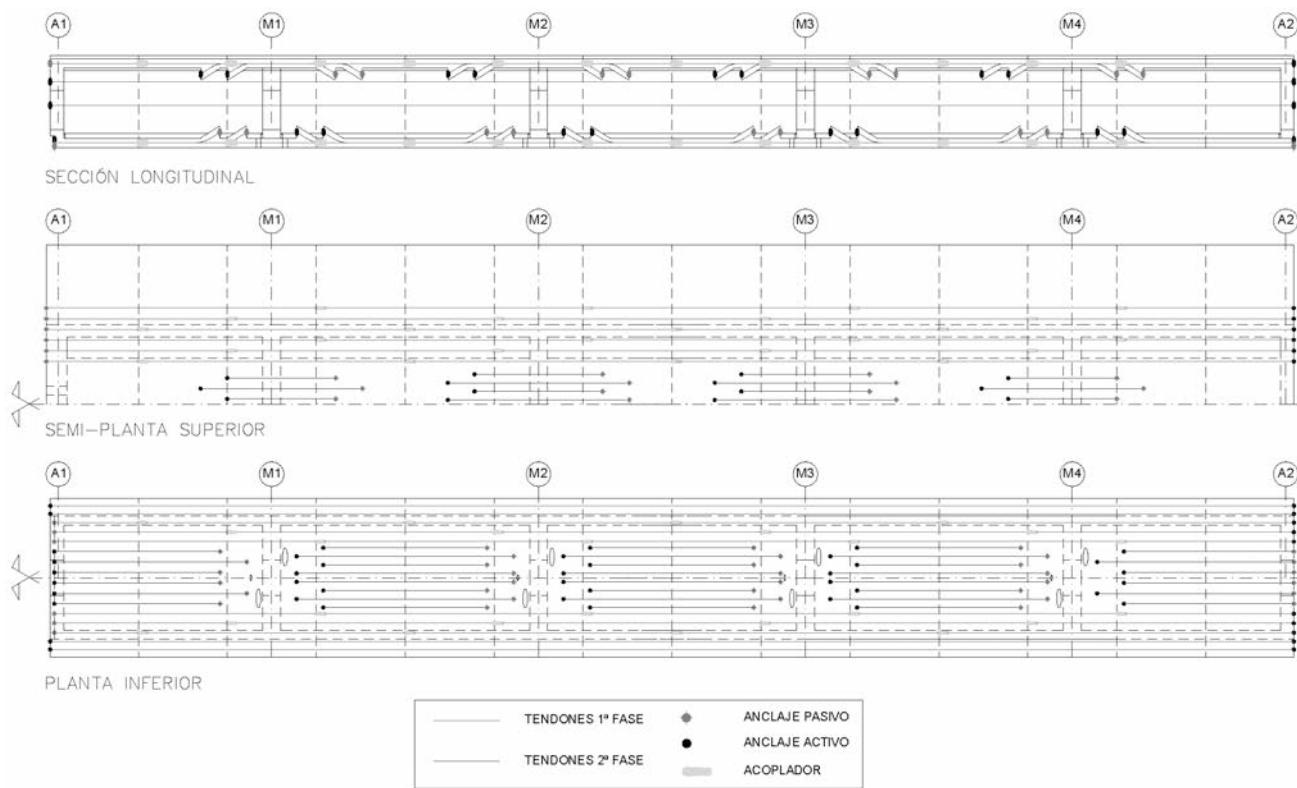


Figura 3. Disposición esquemática del pretensado en el tablero. Estructura SG25

norma en este tipo de tableros) a un pretensado transversal de las alas del tablero, mediante cables monocordón con anclajes embebidos. El diseño realizado por SNC-LAVALIN INTECSA permitió salvar este requisito mediante comprobaciones adicionales de fatiga de las armaduras y del hormigón del tablero para la flexión transversal. Estas comprobaciones, que suelen ser comunes en el diseño de viaductos de alta velocidad en nuestro país, no habían sido empleadas anteriormente, siendo estas estructuras las primeras diseñadas sin pretensado transversal en la línea.

Las pilas son huecas de sección constante, de ancho 6,00 m y canto 4,00 m y un espesor de pared de 0,40 ó 0,65 m. La sección incluye un rehundido central de 2,20 ó 2,90 m de longitud en cada cara (5 cm de profundidad), con fines únicamente estéticos. Se ejecutaron con encofrado trepante, con trepa de 5,00 m en hormigón B45 (C35/45). La pila M3 de la estructura SG28 alcanza los 51,00 m, con una relación altura/ancho de 12,75. La pila se maciza en los 2,40 m superiores, incrementando sus dimensiones para alojar corredores laterales de inspección de los aparatos de apoyo y conseguir espacio para la conexión de los amortiguadores-bloqueadores. Se han previsto y dimensionado los espacios necesarios para sustitución de estos elementos.

Las dimensiones y geometría de los estribos vienen condicionadas por el proceso constructivo (ejecución en dos fases de estribos de lanzamiento, con elementos de apoyo temporales, Figura 4), por las acciones



Figura 4. Ferralla del estribo A2 de la estructura SG25, con manguitos para conexión entre fases

de frenado/arranque y sismo (las acciones horizontales se transmiten principalmente por dos muros longitudinales laterales de 1,00 m de espesor) y por la disposición de los elementos amortiguadores (se han dispuesto cámaras para estos elementos para permitir el acceso y la inspección, Figura 5).

Se han encastrado transversalmente los tableros a los estribos, previendo neoprenos laterales con superficie deslizante para permitir el movimiento longitudinal. En el caso de la estructura SG28 los estribos A1 y A2 son de 9,60 m y 11,00 m de altura y en la estructura SG25 son de 6,85 m y 7,30 m de altura, respectivamente.

La geotecnia de la estructura SG25 se basa en peridotitas serpentinizadas en muy diferente grado, bajo una

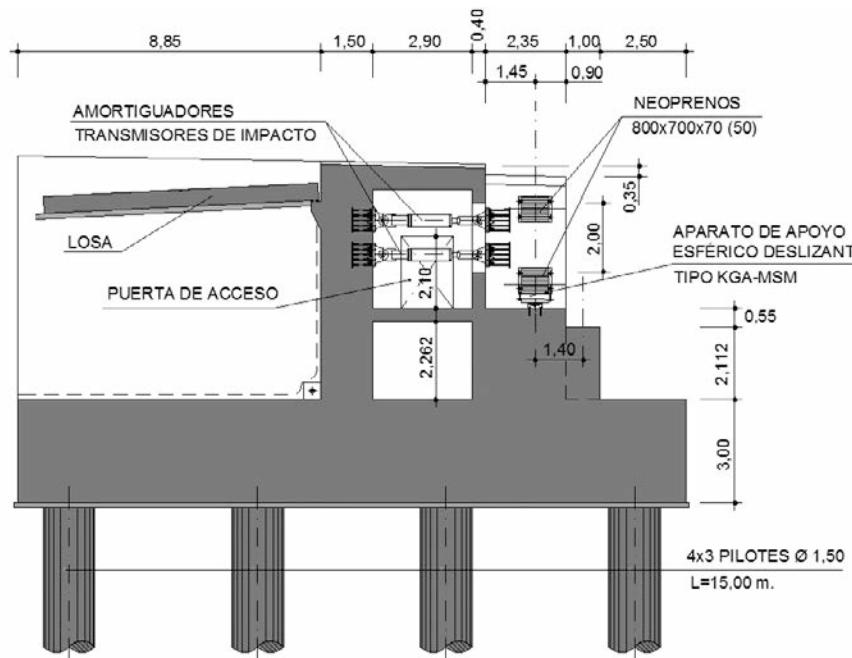


Figura 5. Eстрибо A2 de la estructura SG28 (segunda fase), con cámara accesible para amortiguadores longitudinales

capa superficial de suelo arcilloso de espesor variable. El sustrato geotécnico de la estructura SG28 se basa en calizas cretáceas, ligeramente meteorizadas, bajo depósitos aluviales de espesor variable. Se han detectado algunos fenómenos kársticos, de importancia variable, resueltos mediante la ejecución de perforaciones de inspección por debajo de la cimentación e inyecciones en caso de oquedades.

En las dos estructuras existen fallas probablemente activas en las cercanías de las estructuras (a menos de 500 m), si bien ninguna cruza transversalmente las mismas. En ambas se requiere una cimentación profunda mediante pilotes ($\varnothing 1,50$ m, $L = 15,00$ m). Debido a las importantes pendientes del terreno y a las dimensiones de los encepados, algunas de las excavaciones de la cimentación han requerido recintos temporales protegidos mediante las técnicas de "soil-nailing" y hormigón proyectado. El proyecto también incluyó el análisis de estabilidad de taludes (en construcción, definitivo y bajo sismo), observando que las pendientes existentes en el terreno se aproximan (o incluso llegaban a superar) los taludes de equilibrio obtenidos en los análisis realizados, fruto muy probablemente de la alta densidad de movimientos sísmicos de la zona que llegan a movilizar las laderas hasta la situación de equilibrio.

Los encepados de las pilas son, en general, de 4×4 pilotes, con cantes entre 3,50 y 4,00 m. Las pilas más cortas tienen 3×3 pilotes y encepados de 2,50 m de canto. Ambos estribos de la estructura SG28 requieren 5×4 pilotes y un canto de encepado de 4,00 m, mientras que la SG25 tiene 4×3 pilotes (estribo A1) y 5×3 pilotes (estribo A2) con encepados de 3,00 m de canto.

El lanzamiento de ambas estructuras se realiza desde el estribo A2 contra pendiente constante del 1,99%. La estructura SG28, más larga, está inscrita en una curva en planta de radio 2.500 m, mientras que la SG25 sigue una alineación recta. Con el fin de reducir los esfuerzos de lanzamiento (manteniendo en todo momento el criterio de pretensado completo requerido por la propiedad), el empuje se realizó con nariz de vigas doble "T" de alma llena de longitud total 25,50 m (56% del vano principal). El canto de las vigas varía linealmente entre 1,00 m y 2,50 m, están separadas entre sí 4,20 m, tienen diafragmas de UPNs en "K" cada 2,50 m y se arrostran frente a viento con angulares en cruz de San Andrés. La punta de la nariz previó un diente para apoyo de gatos de recuperación de flecha. El análisis se realizó mediante un programa de desarrollo interno de SNC-LAVALIN INTECSA que permite la comprobación tanto del tablero como del pescante (Figura 6).

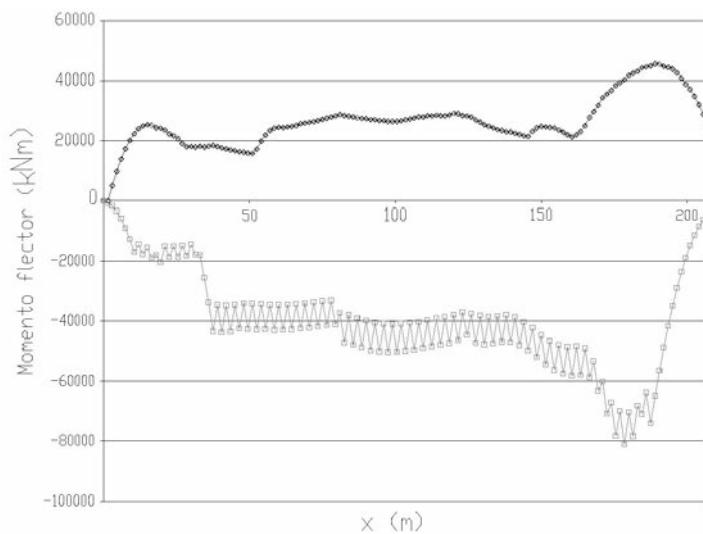


Figura 6. Momentos flectores durante las fases de lanzamiento de la estructura SG28



Figura 7. Estructura SG25. Gatos y teflones de lanzamiento en estribo

Los tramos de empuje previstos fueron de 15,00 m (1/3 del vano tipo). El anclaje de la nariz al tablero se realizó mediante 4 barras pretensadas Ø 40 mm (platabanda superior), 4 barras pretensadas Ø 40 mm (alma) y una unión atornillada a unas chapas soldadas a las placas de anclaje del pretensado inferior del tablero (platabanda inferior). Se usaron células triangulares en las vigas de la nariz para reducir los efectos del “patch loading”. El espesor máximo de las chapas fue de 30 mm, con un peso total de 52,2 toneladas.

El empuje se realizó con dispositivos hidráulicos integrados de deslizamiento y elevación en los estribos A2 y sobre las pilas se usaron apoyos deslizantes provisionales (Figura 7). Se dispusieron elementos temporales de guiado del tablero en las cabezas de las pilas mediante perfiles dobles HEB-600 cosidos con barras pretensadas a las pilas.

El proyecto incluía el diseño del parque de prefabricación y lanzamiento, consistente en una sección en “U” de 4,20 m de ancho y 31,00 m de largo. El diseño del empuje tuvo en cuenta la adaptación a ambas estructuras para amortización de todos los medios auxiliares posibles. Se ha estimado que el proceso constructivo empujado incrementó las cuantías de acero



Figura 8. Estructura SG28 en construcción

pasivo y activo, respecto a las de una estructura cimbrada, en aproximadamente un 5% y un 15%, respectivamente. Las Figuras 8 y 9 muestran diferentes momentos de la ejecución de las estructuras SG25 y SG28.



Figura 9. Empuje de la estructura SG25



Figura 10. Pilas de la estructura SG27 en construcción

2.3. Estructura SG27

La estructura SG27 es un tablero de hormigón postesado en sección cajón similar a las anteriormente descritas, cimbrado sobre el terreno y ejecutado fase a fase. El canto total del tablero es de 3,90 m, lo que proporciona una ratio canto/luz de 1/11,5. Se usó un hormigón B55 (C45/55). El espesor de las almas es de 0,50 m y la tabla superior tiene, entre almas, un espesor variable entre 0,55 m y 0,40 m. La tabla inferior tiene un ancho de 5,20 m y un espesor de 0,40 m. Los voladizos son de 3,35 m y varían su espesor entre 0,50 m y 0,25 m, logrando un ancho total de estructura de 13,40 m.

El pretensado se adapta a la construcción por fases, con frentes a 10,50 m del eje de las pilas. Consta de cinco familias de cordones de 0,6": 4 familias de tendones de trazado parabólico a través de cada alma y una familia de 4 tendones rectos de refuerzo en tabla inferior. Los tendones parabólicos son de 37 cordones y los de refuerzo son de 15 cordones, disponiendo estos refuerzos únicamente en los vanos tipo de 45,00 m. Para evitar el uso de acopladore en los tendones principales, por indicación del cliente, las familias se solapan entre fases en regresamientos de las almas. Los tendones de refuerzo se anclan en resaltos interiores del cajón. También merece la pena reseñar que en el centro de los vanos principales los cables parabólicos inferiores se desplazan al interior para permitir ganar canto efectivo al conjunto del pretensado.

Las pilas son huecas de sección constante, de ancho 6,00 m y canto 3,40 m y un espesor de pared de 0,40 ó 0,50 m. La altura máxima de

las mismas es 17,6 m. Al igual que en las estructuras SG25 y SG28, se disponen rehundidos en las caras y pasillos de inspección en el macizado superior (Figuras 10 y 11).

Los estribos A1 y A2 son de 4,30 m y 4,25 m de altura, respectivamente. En este caso no se disponen amortiguadores longitudinales en los estribos sino en las pilas bajas, por lo que los estribos son convencionales. De esta forma se evita incrementar las dimensiones del estribo para hacerlo visitable (cámaras de

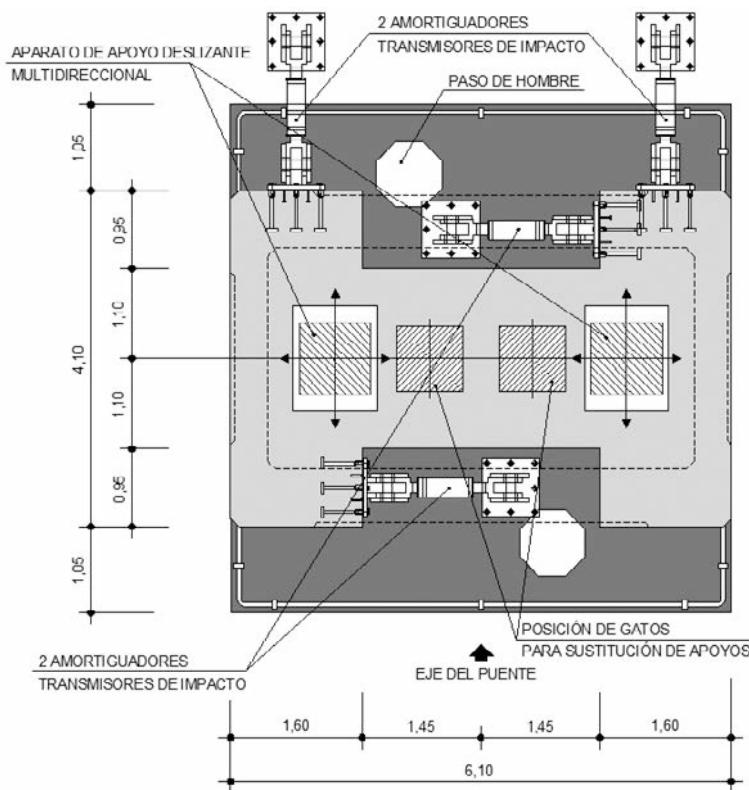


Figura 11. Planta de cabeza de pila en la estructura SG28

inspección de amortiguadores). Para fijar transversalmente el tablero en sus extremos, con el fin de no incrementar el espesor de los alzados de estos estribos (0,60 m, rigidizados por los muros en vuelta), se han dispuesto guías longitudinales deslizantes, adicionales a los aparatos de apoyo del tablero.

El sustrato geotécnico de la estructura SG27 se basa en calizas cretáceas, ligeramente meteorizadas, bajo depósitos aluviales de espesor variable. Se han detectado algunos fenómenos kársticos, tratados de la misma forma que en la estructura SG28. Existen fallas probablemente activas en la cercanía de la estructura (a menos de 100 m), si bien ninguna cruza transversalmente la misma. Se requiere una cimentación profunda mediante pilotes cortos ($\varnothing 1,50$ m, $L = 7,00$ m). Debido a las importantes pendientes del terreno y a las dimensiones de los encepados, se proyectaron recintos temporales de "soil-nailing" y hormigón proyectado para algunas de las excavaciones de la cimentación.

Las pilas se empotran en encepados de $12,00 \times 12,00 \times 2,50$ m sobre 3×3 pilotes. Los dos estribos de la estructura SG27 requieren 3×2 pilotes y un canto de encepado de 2,65 m.

La construcción de las estructuras descritas, salvo por modificaciones que se hubieron de realizar en la cimentación de uno de los estribos por su cercanía a un túnel, se llevó a cabo sin incidencias reseñables.

3. DISEÑO SÍSMICO

3.1. Generalidades

De acuerdo a los criterios establecidos en la normativa sísmica griega [3], la aceleración de cálculo del tramo

en cuestión era de $a_c = 0,24$ g. Este valor se vería modificado por la proximidad a fallas probablemente activas en la mayoría de las estructuras, mediante un coeficiente multiplicador de 1,25, lo que supondría un primer valor de aceleración de cálculo de 0,30 g, con el que se desarrollaron las primeras soluciones. Tras un estudio geotécnico de la estructura SG26 (solucionada, como se indica al principio del artículo, mediante una sucesión de tres arcos "bow - string") se observó que alguna de las fallas se situaban en el propio valle que cruza la estructura, lo que generó la necesidad de un informe específico sobre la sismicidad de la zona y la valoración de los movimientos previsibles de dichas fallas. Dicho informe fue realizado por la Universidad de Atenas encontrando que, para las probabilidades habituales de diseño de sismo (periodo de retorno de 1.000 años), la aceleración de cálculo de la zona se vería incrementada hasta $a_c = 0,39$ g, adoptando un espectro de respuesta elástico similar al planteado por la norma EN1998-1 (Figura 12).

La alta sismicidad descrita condiciona claramente el diseño general de las estructuras, obligando a adoptar una estrategia especial frente al sismo. Durante los primeros estudios (diseño conceptual y diseño básico) se planteó la posibilidad de afrontar el diseño sísmico mediante soluciones de proyecto en ductilidad (adoptando un coeficiente de ductilidad de 3,5) o bien mediante aislamiento sísmico. Finalmente, por homogeneidad con la línea y, dada la experiencia de la Propiedad en el empleo de dispositivos de aislamiento, se abordó el diseño final mediante una solución con aisladores sísmicos.

Tras un estudio de las diferentes posibilidades, se eligió un esquema de aislamiento-amortiguación adaptado a cada estructura. La ventaja principal de este

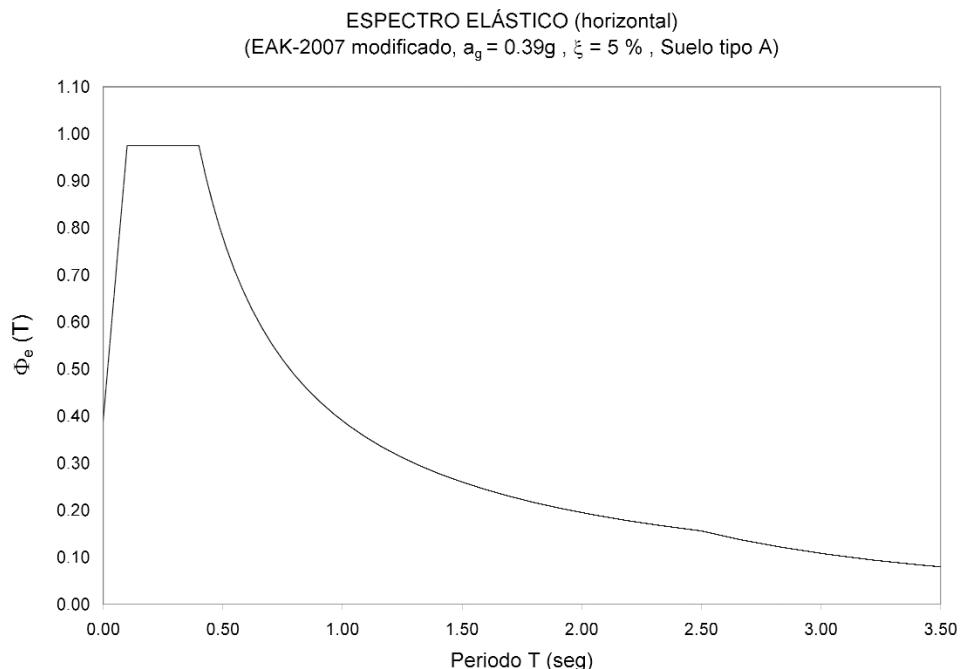


Figura 12. Espectro de respuesta elástico horizontal

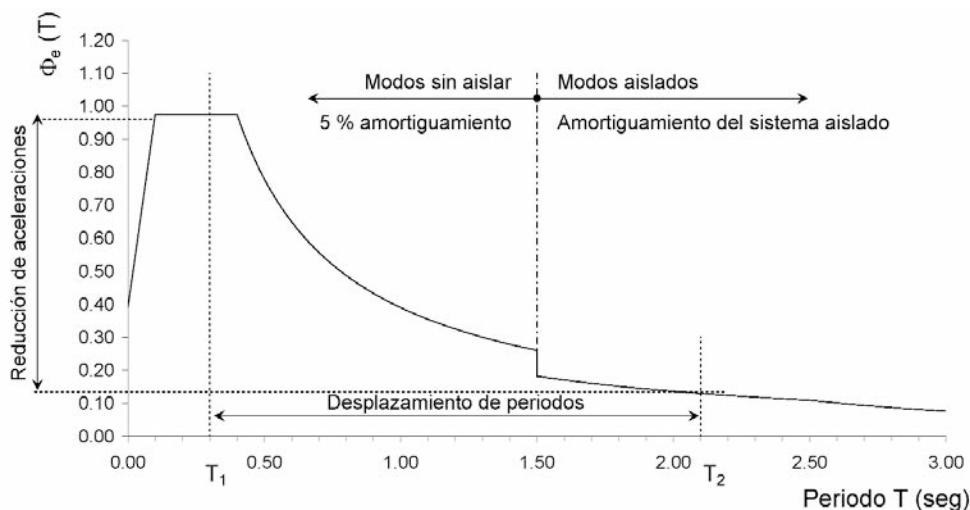


Figura 13. Esquema genérico de reducción de acción sísmica [9]

tipo de esquemas de aislamiento radica en la reducción de la entrada de energía sísmica al sistema, debida al aumento de flexibilidad de la estructura. Este incremento de flexibilidad provoca un aumento de los desplazamientos, que es compensado por el aumento del amortiguamiento del sistema [6, 7, 8]. De forma genérica, la estrategia descrita se puede apreciar en la Figura 13.

Merece la pena hacer notar que los esquemas basados en el aislamiento de una estructura frente a sismo son tanto más efectivos cuanto mejor es el terreno (con espectros de meseta corta). La opción de diseño mediante sistemas de aislamiento requiere, como se indicó anteriormente, en primer lugar que la estructura se dimensione con un factor de comportamiento unidad y por otro lado que el tablero se mantenga en régimen elástico, lo que exigió adicionalmente disponer algún tendón adicional de postesado, dados los importantes esfuerzos de flexión transversal a que se encontraba sometido el mismo.

En las estructuras empujadas, SG25 y SG28, se han usado aparatos de apoyo esféricos, neoprenos y amortiguadores-transmisores de impacto (Figura 14). Los transmisores de impacto son de uso habitual en estructuras para ferrocarril y su funcionamiento frente

a acciones longitudinales es bastante conocido. En primer lugar, permiten mantener el tablero fijado a uno o ambos estribos bajo la acción de cargas rápidas (frenado/arranque de los vehículos ferroviarios).

Por otro lado, los transmisores de impacto, aunque fluyen sin generar esfuerzos bajo acciones de escasa velocidad de desarrollo (temperatura, reológicas), para acciones sísmicas importantes pueden transmitir fuerzas relativamente elevadas y sobrecargar en exceso los estribos. La disposición de amortiguadores cuya reacción sea relativamente independiente de la velocidad, permite disponer de una cota máxima de bloqueo sobre el estribo y poder contar con el resto de elementos resistentes para la colaboración frente a las acciones sísmicas.

La ley constitutiva de los amortiguadores usados en el proyecto fue del tipo viscoso:

$$F = K \cdot x + C \cdot v^\alpha \quad (1)$$

Donde:

F es la reacción del dispositivo,

K es una constante que recoge la rigidez del equipo en que se monta el dispositivo,



Figura 14. Apoyos esféricos guiados y libres



- x es el movimiento relativo de ambos extremos del dispositivo,
- C es el coeficiente representativo de la capacidad del dispositivo,
- v es la velocidad de desplazamiento relativo de ambos extremos del dispositivo,
- α es el coeficiente exponencial de la velocidad.

En los dispositivos tipo transmisores de impacto, el valor α es superior a la unidad, con lo que a velocidades relativamente pequeñas, el dispositivo reaccionaría con una fuerza adecuada. En el caso de los amortiguadores, el factor α , por lo general, es inferior a la unidad, intentando mantener la fuerza transmitida por el dispositivo relativamente independiente de la velocidad y por tanto sensiblemente acotada. En el proyecto en cuestión el factor α empleado fue 0,015, garantizando una fuerza prácticamente constante para todo el rango de velocidades que pueden esperarse en un sismo. En la práctica este valor solamente se ha garantizado por un suministrador, mientras que valores próximos a 0,15 son más comunes en varios suministradores. Este factor tan reducido, además, permite que el coeficiente de mayoración por fiabilidad, γ_v , que se debe aplicar al diseño de estos dispositivos [10] sea todo lo reducido posible.

$$\gamma_v = (1 + t_d) \cdot (1,5)^\alpha \quad (2)$$

Donde:

t_d es la tolerancia en la reacción del amortiguador (en este caso, $t_d = 0,05$).

En cuanto a los aparatos de apoyo elastoméricos, éstos permiten disponer de una conexión elástica entre la cabeza de pila y el tablero, lo que permite ajustar los esfuerzos transmitidos a la cimentación en función de su altura (dentro de unos márgenes relativamente estrechos, claro). Aunque existen apoyos elastoméricos de alta deformabilidad que permiten mayor distorsión entre sus superficies y apoyos con núcleo de plomo que permiten obtener un amortiguamiento por histéresis del plomo en su interior, en el proyecto desa-

rrollado se prefirió disponer apoyos convencionales, si bien las dimensiones de los mismos superan las recomendadas en la normativa europea [11].

La estructura SG27, de pilas relativamente bajas, tiene un esquema de aislamiento diferente, mediante aparatos de apoyo pendulares. El uso de aparatos de apoyo pendulares de fricción ("Friction Pendulum System", FPS) cada vez es más frecuente en zonas de alta sismicidad, pero no son demasiado conocidos en España. El principio de funcionamiento es similar al de un péndulo simple, cuyo periodo depende únicamente del radio de la cuerda que sostiene la masa, pero en este caso los movimientos horizontales del puente provocan la elevación del mismo debido al deslizamiento del apoyo por una superficie esférica (Figura 15).

Prescindiendo del rozamiento, el periodo de vibración del sólido rígido apoyado en estos elementos depende únicamente del radio de los mismos (3) y la rigidez horizontal efectiva depende del radio y la masa (4).

$$T_p = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3)$$

$$K_p = \frac{M \cdot g}{R} \quad (4)$$

Disponiendo un radio adecuado con la masa, es posible ajustar el periodo propio de la estructura al deseado. En general, los períodos elegidos para este tipo de estructuras se encuentran entre los 2 y 3 s, alejados de la meseta del espectro. El propio sistema de péndulo permite un recentrado de la estructura hasta su posición de equilibrio, siempre y cuando los coeficientes de rozamiento entre las superficies se mantengan dentro de los rangos previsibles (hasta el 5%, con valores medios en el entorno del 1-2%). También resulta posible dotar a estos elementos de un rozamiento intencionado en sus superficies de contacto. De esta forma, durante los movimientos sísmicos disipan energía e integran en un único elemento el aislamiento y el amortiguamiento, a costa de reducir la capacidad de recentrado. Existen también péndulos comerciales de tipo "doble" e incluso "triple", que logran efectos similares a los péndulos simples con dimensiones

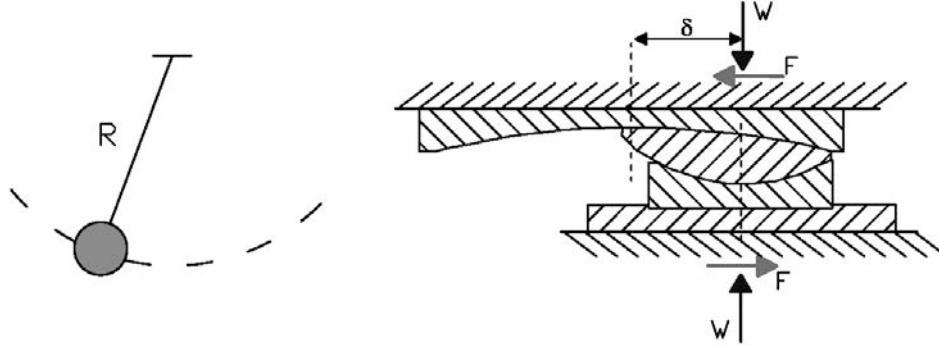


Figura 15. Principio de funcionamiento de un dispositivo FPS

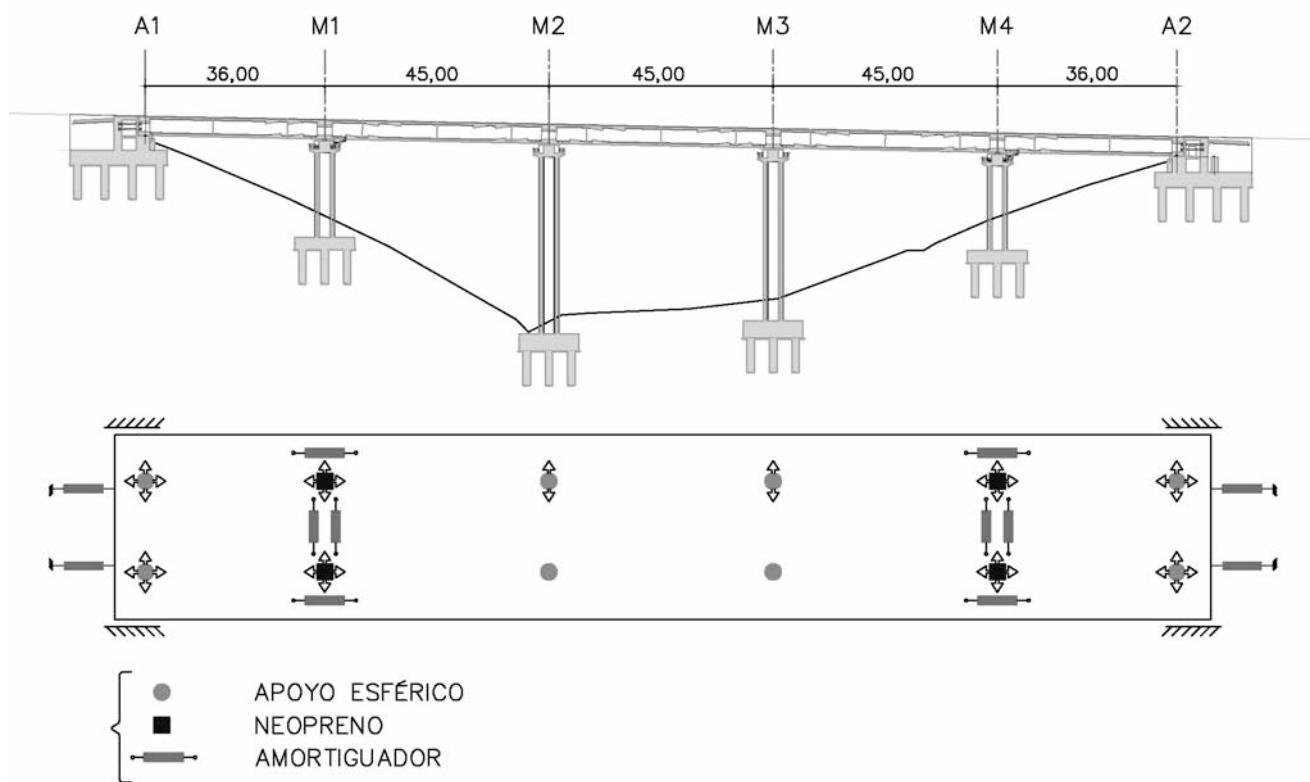


Figura 16. Esquema de aislamiento y amortiguación (SG25)

más reducidas, si bien en este proyecto no ha sido necesario recurrir a los mismos.

En el caso particular de la estructura SG27 se prefirió mantener los dispositivos amortiguadores independientes del sistema de aislamiento, por lo que los péndulos usados son aparatos de apoyo deslizantes (mínimo rozamiento) con capacidad de recentrado. Debido a este uso y de acuerdo a la normativa [12], sólo a efectos de disipación de energía sísmica, se han despreciado los posibles rozamientos en estos elementos. Este aspecto puede considerarse un coeficiente de seguridad adicional frente a sismo.

3.2. Estructuras SG25 y SG28

Las estructuras SG25 y SG28, aun de longitudes considerablemente diferentes, tienen un alzado y reparto de rigideces bastante similar. Para estos viaductos se eligió un esquema de aislamiento-amortiguación mediante apoyos esféricos, neoprenos y amortiguadores-transmisores de impacto. Este esquema se puede ver en las Figuras 16 y 17.

En la estructura SG25, las pilas altas centrales (M2 y M3) se fijan longitudinal y transversalmente, mejorando su comportamiento frente a pandeo; dada su relati-

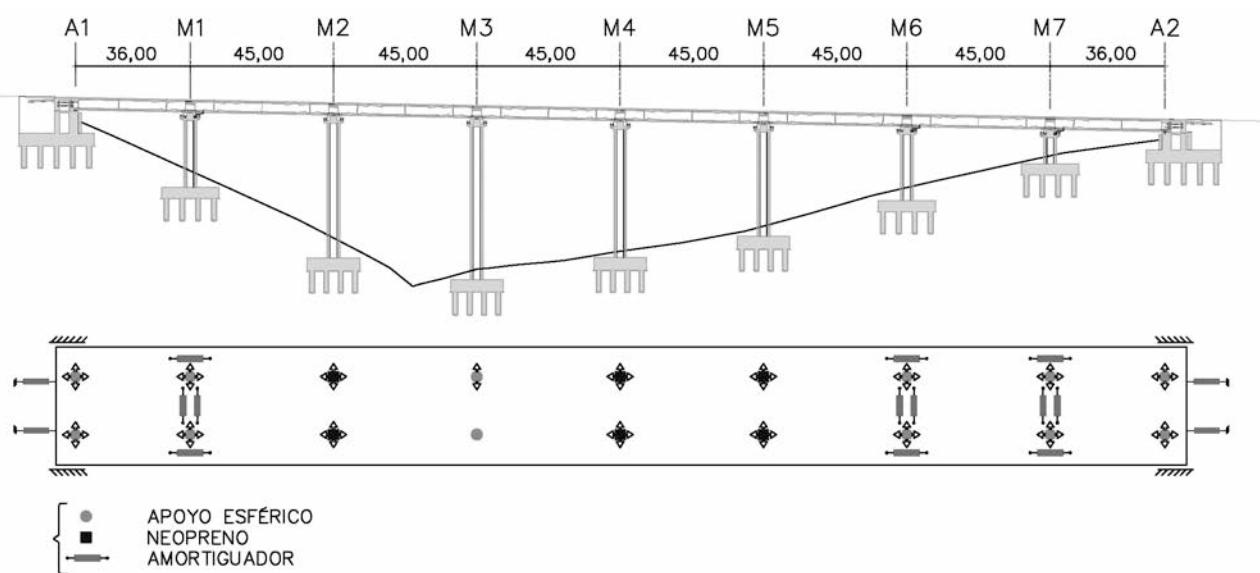


Figura 17. Esquema de aislamiento y amortiguación (SG28)

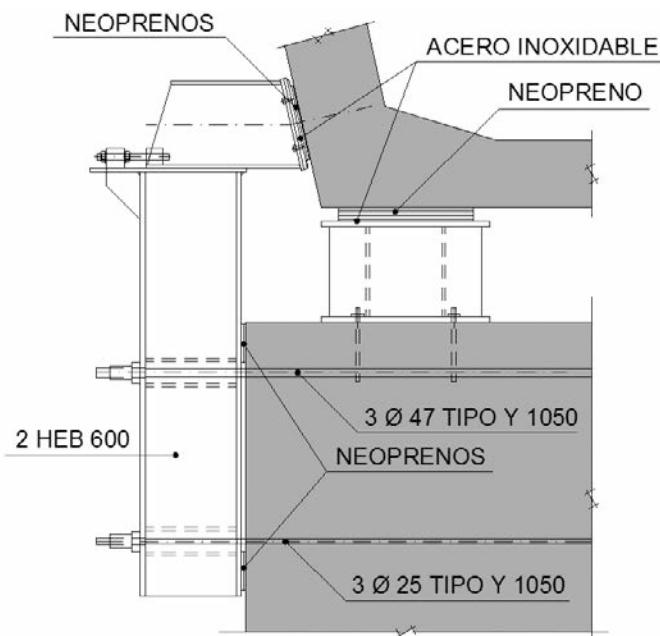


Figura 18. Dispositivo de guiado en cabeza (SG25 y SG28)

va esbeltez, los esfuerzos son controlables. El objetivo del diseño sísmico era no sobrecargar ni las cimentaciones de estribos (ya suficientemente potentes) ni pilas, de modo que los amortiguadores de estribos ($4 \times 2.500 \text{ kN}$) se ven dimensionados por la capacidad necesaria frente a los esfuerzos de frenado y viento longitudinal, mientras que los amortiguadores de pilas extremas (M1 y M4), de capacidad 1.300 kN , y la rigidez de sus apoyos elastoméricos ($1.200 \times 1.000 \times 125$ (100)) se ajustan hasta repartir las fuerzas adecuadamente entre las pilas fijas y las extremas.

Las pilas extremas (M1 y M4) también disponen de dos amortiguadores transversales de 2.500 kN y los estribos (A1 y A2) impiden los movimientos transversales del tablero.

En el caso de la estructura SG28 el esquema resulta similar (Figura 17), siendo los objetivos planteados los mismos: el reparto de una manera lo más homogénea posible de la acción horizontal de sismo entre todas las pilas, teniendo presente que la carga sobre los estribos la condiciona la fuerza horizontal necesaria por frenado y viento longitudinal. La pila más alta (M3) se fija longitudinal y transversalmente, reduciendo los efectos de segundo orden. Las pilas intermedias (M2, M4 y M5) disponen de dos aparatos de apoyo de neopreno $1.200 \times 1.000 \times 125$ (100), sin amortiguación. Las pilas extremas (M1, M6 y M7) se dejan libres amortiguadas longitudinal ($2 \times 2.500 \text{ kN}$) y transversalmente ($2 \times 2.500 \text{ kN}$). El tablero está fijado transversalmente a los estribos, los cuales disponen de amortiguadores longitudinales de capacidad superior al conjunto de frenado, arranque y viento longitudinal ($4 \times 2.500 \text{ kN}$ en cada estribo).

En un esquema de este tipo cada elemento tiene una función concreta. La relativamente baja rigidez de los

neoprenos en conjunción con los apoyos deslizantes permite el aislamiento de la estructura. La capacidad de recentrado la proporcionan estos neoprenos junto con la elasticidad de las pilas fijas. Los amortiguadores dispuestos limitan los desplazamientos y disipan energía.

Con los diseños descritos, el punto medio a efecto de deformaciones impuestas se encuentra cercano al centro de la estructura, lo que resulta una ventaja adicional frente al esquema clásico (punto fijo en un estribo).

Para el sismo de construcción considerado durante el empuje de los tableros SG25 y SG28 (50% del sismo de diseño, con $\gamma_l = 1,00$) no se cuenta con ningún dispositivo antisísmico de los mencionados. Se han dispuesto unas robustas guías metálicas ancladas a las cabezas de las pilas para el guiado transversal del tablero durante el empuje (Figura 18). Este tipo de dispositivo es bastante más simple que las soluciones actuales disponibles mediante apoyos provisionales que disponen ya de guiado transversal, lo que independiza el diseño de un suministrador concreto y permite mantener la inclinación de las almas hasta la cara inferior del tablero, que genera un aspecto formal sobre la sección transversal. El sismo longitudinal de construcción se recogía mediante bloqueo provisional en el estribo de lanzamiento.

3.3. Estructura SG27

El perfil de la estructura SG27 es diferente a los anteriores. Las pilas son mucho más bajas, lo que sugiere un proceso constructivo cimbrado, no destacando excesivamente ninguna de ellas sobre las demás. El diseño antisísmico de esta estructura se resume en la

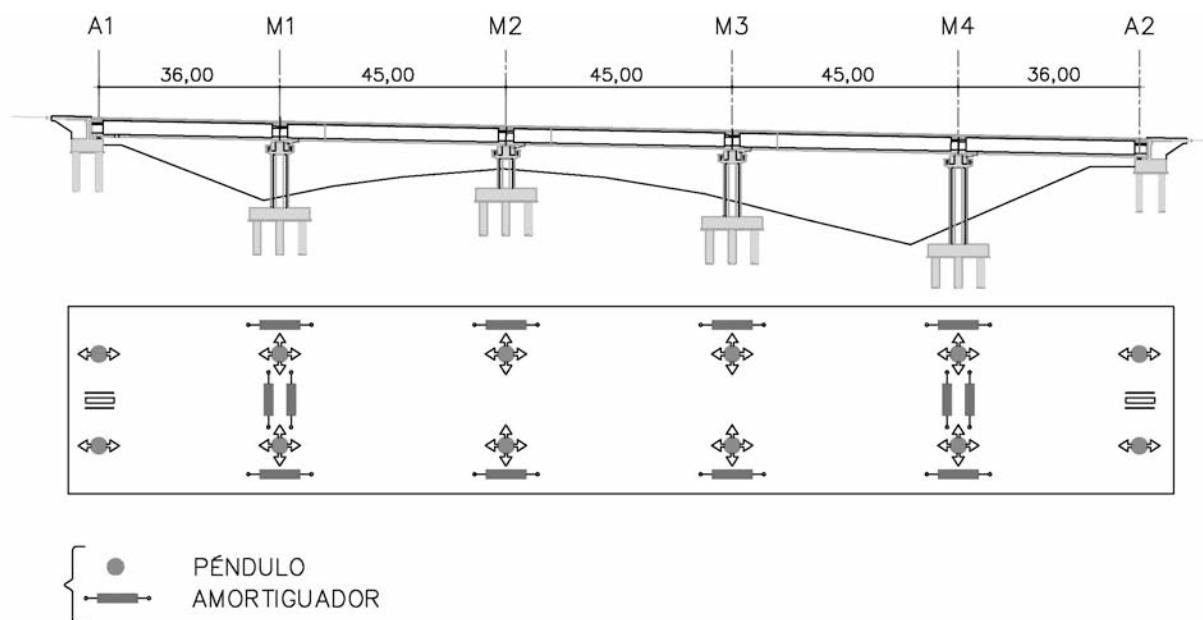


Figura 19. Esquema de aislamiento y amortiguación (SG27)

Figura 19. Se dispusieron aparatos de apoyo de tipo pendular en todas las pilas eligiendo un periodo de vibración de 2,5 segundos, lo que garantizaba rebajar notablemente los esfuerzos debidos al sismo. Los amortiguadores longitudinales se ajustan para repartir adecuadamente las acciones horizontales de frenado y viento. Así, las pilas extremas M1 y M4 tienen dos amortiguadores transversales de 750 kN. Longitudinalmente, las pilas M1 y M3 tienen dos amortiguadores de 1.250 kN. Se disponen también dos amortiguadores longitudinales de 1.750 kN en la pila M2 y dos de 750 kN en la pila extrema M4. El tablero, como en el caso de las estructuras SG25 y SG28, se fijó transversalmente a los estribos aunque en este caso no se dispone amortiguación longitudinal adicional.

3.4. Comparativa

Con el fin de permitir cierta evaluación de las ventajas del diseño antisísmico descrito, se exponen a continuación una serie de datos comparativos entre la solución adoptada y la correspondiente a un esquema clásico de pilas y estribos fijados transversalmen-

te y con sólo un estribo longitudinalmente unido al tablero.

Las tablas 2, 3 y 4 muestran los máximos momentos flectores y cortantes derivados del sismo último en el arranque de pilas, para cada una de las estructuras. Se incluye también en las tablas la relación porcentual entre valores de solución de proyecto y la solución clásica, aunque estas relaciones han de ser siempre interpretadas junto con los valores que están siendo comparados. En algunos casos hay incrementos porcentuales en esfuerzo que no tienen relevancia práctica ninguna. Este es el caso, por ejemplo, de los esfuerzos de flexión y cortante longitudinales, sobre todo en las pilas más bajas.

En el caso de las estructuras empujadas, se aprecian en las tablas reducciones significativas en la flexión transversal de las pilas, con una media del 40% respecto a los correspondientes al esquema clásico de comparación. Esta reducción es aún más significativa en la estructura SG27 alcanzándose flectores del orden del 20% respecto a los del esquema clásico.

Tabla 2. Máximos esfuerzos en pilas bajo sismo. Estructura SG25

PILA	SOLUCIÓN CLÁSICA				SOLUCIÓN PROYECTO			
	M_{long}	M_{trans}	V_{long}	V_{trans}	M_{long}	M_{trans}	V_{long}	V_{trans}
	kNm	kNm	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN
M1	70.329	283.247	5.539	15.179	65.642 (93%)	117.018 (41%)	3.935 (71%)	7.136 (47%)
M2	131.356	268.090	6.097	9.170	67.911 (52%)	222.075 (83%)	5.588 (92%)	6.420 (70%)
M3	132.109	297.499	6.226	10.301	67.911 (51%)	222.075 (75%)	5.588 (90%)	6.420 (62%)
M4	66.620	257.815	5.387	14.191	65.642 (99%)	117.018 (45%)	3.935 (73%)	7.136 (50%)

Tabla 3. Máximos esfuerzos en pilas bajo sismo. Estructura SG28

PILA	SOLUCIÓN CLÁSICA				SOLUCIÓN PROYECTO			
	M_{long}	M_{trans}	V_{long}	V_{trans}	M_{long}	M_{trans}	V_{long}	V_{trans}
	kNm	kNm	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN
M1	108.321	309.607	7.182	14.260	117.508 (108%)	130.531 (42%)	5.900 (82%)	6.869 (48%)
M2	138.150	268.847	5.035	7.488	138.775 (100%)	147.260 (55%)	5.587 (111%)	4.683 (63%)
M3	136.687	299.537	5.656	8.653	120.048 (88%)	261.096 (87%)	9.605 (170%)	6.638 (77%)
M4	137.638	331.633	5.022	8.771	153.372 (111%)	207.298 (63%)	5.824 (116%)	6.459 (74%)
M5	151.401	255.855	5.940	8.173	165.247 (109%)	140.547 (55%)	6.986 (118%)	6.437 (79%)
M6	102.536	273.591	7.006	13.225	116.314 (113%)	146.135 (53%)	6.131 (88%)	8.170 (62%)
M7	16.172	178.958	2.397	16.463	50.613 (313%)	47.962 (27%)	6.062 (253%)	5.782 (35%)

Tabla 4. Máximos esfuerzos en pilas bajo sismo. Estructura SG27

PILA	SOLUCIÓN CLÁSICA				SOLUCIÓN PROYECTO			
	M_{long}	M_{trans}	V_{long}	V_{trans}	M_{long}	M_{trans}	V_{long}	V_{trans}
	kNm	kNm	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN
M1	26.296	241.956	3.283	19.743	54.791 (208%)	58.762 (24%)	4.915 (150%)	3.719 (19%)
M2	7.502	217.353	1.620	27.394	36.768 (490%)	33.993 (16%)	4.588 (283%)	2.832 (10%)
M3	27.298	307.083	3.373	24.993	54.238 (199%)	42.660 (14%)	4.739 (140%)	4.560 (18%)
M4	47.187	272.491	3.856	16.346	53.770 (114%)	80.637 (30%)	3.605 (93%)	5.322 (33%)

Sin embargo, se puede observar que los valores de los momentos flectores longitudinales de las pilas en la opción “rígida” no son excesivamente grandes, siendo incluso inferiores en los casos de las pilas más bajas. Esto es debido a que están condicionados por su propia vibración como pilas apoyadas-empotradadas, de lo que resultan los incrementos porcentuales mencionados anteriormente.

En cuanto a las acciones longitudinales sobre los estribos, se realiza primero la comparación sobre la estructura SG25. La reacción sísmica horizontal máxima se limita con los amortiguadores dispuestos a 10.000 kN, que equivale a un 9,5 % de la masa del tablero. El valor de la reacción en la solución clásica (83.600 kN) estaría muy por encima del valor del conjunto frenado/arranque (6.000 + 1.000 kN), resulta claramente excesivo y permite calificar dicha solución como inviable. Conviene aclarar que la solución longitudinal “rígida” no lo es tanto, la flexibilidad axial del tablero resulta suficiente para que el periodo propio correspondiente ascienda a 0,30 segundos y dicho modo principal se encuentre en meseta.

En el caso de la estructura SG28, la reacción longitudinal con estribo fijo ascendería a 173.600 kN y la reacción en los estribos amortiguados, de nuevo, se limita a 10.000 kN (5,7 % de la masa del tablero). Como en el puente anterior, el periodo longitudinal no

puede considerarse nulo en absoluto ($T = 0,49$ segundos).

De esta forma, mediante el esquema aislado-amortiguado se logra reducir a valores del entorno del 10 % la reacción sísmica que se obtendría con un único estribo fijo.

Los máximos movimientos del tablero en la hipótesis de sismo último se muestran en las tablas 5, 7 y 9. A título comparativo, también se muestran los correspondientes a un esquema clásico, mostrados en las tablas 6, 8 y 10. Excepto en esta última solución, los valores de desplazamientos máximos absolutos y relativos no son complementarios, ya que provienen de medias de valores de diferentes acelerogramas en diferentes momentos.

Se dispusieron aparatos de dilatación de vía con capacidad de contracción de junta en situación sísmica en ambos estribos en todas las estructuras. En cuanto a la acción de frenado sobre la estructura, es necesario destacar dos aspectos:

En primer lugar, es importante tener en cuenta que el bloqueo frente a frenado con los elementos amortiguadores no es perfecto, al no poder ser infinita la rigidez de los propios elementos amortiguadores ($5 \cdot 10^6$ kN/m para los amortiguadores de estribos).

Tabla 5. Máximos movimientos bajo sismo. Solución proyecto. Estructura SG25

		A1	M1	M2	M3	M4	A2
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
Desplazamiento tablero	Long	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
	Trans	0	54,6	128,1	128,1	54,6	0
Desplazamiento apoyo	Long	0	14,4	28,0	28,0	14,4	0
	Trans	0	19,8	128,1	128,1	19,8	0
Desplazamiento relativo	Long	28,0	16,4	0	0	16,4	28,0
	Trans	0	40,3	0	0	40,3	0

Tabla 6. Máximos movimientos bajo sismo. Solución “Clásica”. Estructura SG25

		A1	M1	M2	M3	M4	A2
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
Desplazamiento tablero	Long	27,1	26,0	20,7	13,7	7,3	0
	Trans	0	48,1	115,4	110,3	43,9	0
Desplazamiento apoyo	Long	0	16,5	81,5	69,7	14,9	0
	Trans	0	48,1	115,4	110,3	43,9	0
Desplazamiento relativo	Long	27,1	42,5	102,2	83,4	22,2	0
	Trans	0	0	0	0	0	0

Tabla 7. Máximos movimientos bajo sismo. Solución proyecto. Estructura SG28

		A1	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	A2
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Desplazamiento tablero	Long	45,8	45,8	47,9	48,2	47,9	47,7	47,1	46,5	46,5
	Trans	0	24,1	128,1	158,9	161,5	115,8	74,0	77,7	0
Desplazamiento apoyo	Long	0	29,5	98,9	48,2	99,0	76,5	27,7	10,5	0
	Trans	0	64,9	72,0	158,9	91,7	48,7	25,8	9,9	0
Desplazamiento relativo	Long	45,8	33,4	27,8	0	51,1	28,8	34,9	48,1	46,5
	Trans	0	52,0	56,1	0	69,7	67,2	65,5	43,1	0

Tabla 8. Máximos movimientos bajo sismo. Solución “Clásica”. Estructura SG28

		A1	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	A2
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Desplazamiento tablero	Long	59,3	58,8	55,3	49,3	41,9	32,5	21,9	10,1	0
	Trans	0	53,6	130,6	188,7	162,1	88,6	45,2	17,9	0
Desplazamiento apoyo	Long	0	31,1	98,6	126,2	97,9	75,5	29,4	10,3	0
	Trans	0	53,6	130,6	188,7	162,1	88,6	45,2	17,9	0
Desplazamiento relativo	Long	59,3	89,9	153,9	175,5	139,8	108	51,3	20,4	0
	Trans	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 9. Máximos movimientos bajo sismo. Solución proyecto. Estructura SG27

		A1	M1	M2	M3	M4	A2
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
Desplazamiento tablero	Long	79,6	79,6	79,6	79,6	79,6	79,6
	Trans	0	50,4	98,4	94,3	51,4	0
Desplazamiento apoyo	Long	0	12,8	6,5	12,9	20,8	0
	Trans	0	8,8	4,7	7,8	15,1	0
Desplazamiento relativo	Long	79,6	61,7	69,5	65,5	58,6	79,6
	Trans	0	45,4	102,2	102,3	48,1	0

Tabla 10. Máximos movimientos bajo sismo. Solución “Clásica”. Estructura SG27

		A1	M1	M2	M3	M4	A2
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
Desplazamiento tablero	Long	27,0	26,0	22,1	15,6	7	0
	Trans	0	30,7	20,8	38,7	47,8	0
Desplazamiento apoyo	Long	0	8,5	4,1	8,2	15,8	0
	Trans	0	30,7	20,8	38,7	47,8	0
Desplazamiento relativo	Long	27,0	34,5	26,2	23,8	22,8	0
	Trans	0	0	0	0	0	0

De hecho, una capacidad individual de los amortiguadores longitudinales mayor que la necesaria puede disminuir la rigidez y aumentar el desplazamiento bajo frenado del vehículo ferroviario. En los tres puentes el movimiento bajo frenado resultó inferior a 4 mm, admisible.

En segundo lugar, existe una cierta duda de los fabricantes de este tipo de dispositivos frente a la capacidad de retención en relación con la fuerza de frenado. Al ser el exponente α de la expresión (1) relativamente bajo, si la velocidad de aplicación de la fuerza de frenado es pequeña, la fuerza transmitida por los amortiguadores será bastante pequeña (si bien tampoco la fuerza requerida por la norma se desarrollaría por completo). Siguiendo las recomendaciones de diferentes suministradores, se adoptó como hipótesis adicional de comprobación de la subestructura que, bajo la acción de la mitad de la acción de frenado, y sin el funcionamiento de los amortiguadores, la estructura cumplía los requisitos de seguridad.

4. ANÁLISIS REALIZADOS

Para los viaductos presentados se han realizado las verificaciones habituales en ferrocarril (cálculo dinámico de las cargas de tráfico, interacción vía-estructura, deformaciones, alabeo, fatiga...). Las estructuras SG25 y SG28 han requerido, además, un análisis detallado del proceso constructivo por empuje. Pero, al

margen de estos cálculos convencionales, el análisis sísmico destaca de forma excepcional.

El uso de elementos de comportamiento no lineal (amortiguadores) obliga a la adopción de modelos matemáticos complejos y que requieren un considerable tiempo de cálculo. Por ello, en el proceso de diseño antisísmico, previamente a la adopción de estos modelos complejos, se han realizado diversos modelos simplificados que han permitido obtener una visión aproximada del comportamiento de las estructuras. Una vez hecha una selección previa de alternativas, detectados los puntos críticos y establecidos los objetivos se procedió a realizar los modelos precisos del comportamiento sísmico de la estructura.

El mencionado carácter no lineal de los elementos antisísmicos, ha requerido un análisis dinámico no lineal en el tiempo. Se ha usado el programa SAP-2000 Advanced [13], aplicando 7 parejas (X, Y) de acelerogramas y resolviendo mediante integración modal. La elección de la opción de 7 acelerogramas surge de las alternativas planteadas por el documento [4] donde se indica que con 7 acelerogramas es posible adoptar como valor de cálculo el valor medio de todos los resultados, mientras que con 3 será necesario emplear el máximo de todos ellos.

El diseño del aislamiento sísmico se realizó inicialmente mediante acelerogramas sintéticos generados mediante la aplicación SIMQKE [14] de la Universidad

de Berkeley. Uno de los problemas de este tipo de acelerogramas sintéticos es la forma general del acelerograma, puesto que por defecto este tipo de programas genera un sismo "de tubo" en el que la probabilidad de aparición de la aceleración de pico es constante a lo largo de todo el tiempo de desarrollo del sismo, si bien es posible ajustar esta forma a lo largo del tiempo (Figura 20). Para validar estos acelerogramas se emplearon los criterios expuestos en [4]. En particular:

- Periodos hasta 0,20 segundos: los valores del espectro medio son iguales o superiores a los del espectro elástico.
- Periodos superiores a 0,20 segundos: un 10% de los valores del espectro medio pueden ser hasta un 5 % inferiores a los del espectro elástico.

Para ello se verificaron, como mínimo, las ordenadas resultantes de la siguiente división:

- Periodos entre 0,01 y 1 segundo: 18 pasos iguales.
- Periodos entre 1 y 2 segundos: 10 pasos iguales.
- Periodos entre 2 y 4 segundos: 8 pasos iguales.

El paso temporal de los acelerogramas fue de 0,02 segundos.

Durante la fase final del proyecto se planteó la necesidad de verificar el diseño mediante acelerogramas reales que fueron aportados por la Propiedad. Estos acelerogramas se escalaron oportunamente en el rango del tiempo y de la aceleración para ajustar los

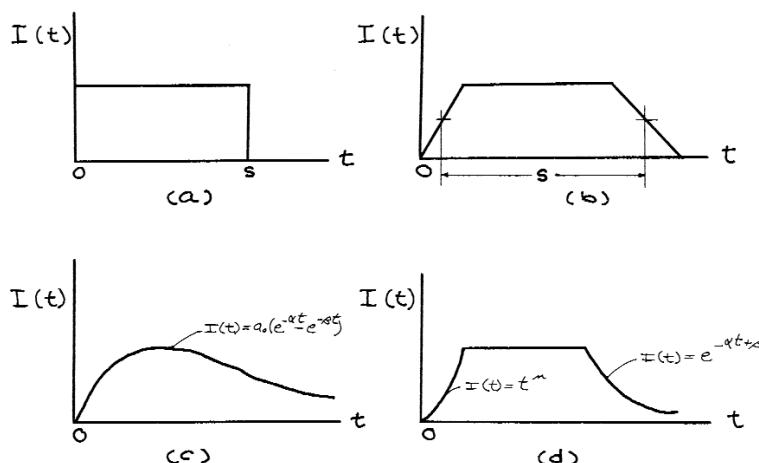


Figura 20. Ejemplos de funciones de aparición de la aceleración máxima durante el tiempo del terremoto artificial

resultados de los espectros generados a los establecidos en las bases de diseño.

Los acelerogramas empleados fueron los siguientes:

- 1952 Kern Country, Taft Lincoln School (TAF)
- 1979 Imperial Valley, Parachute Test Site (H-PST)
- 1980 Livermore, Morgan Terr Park (B-LMO)
- 1981 Westmorland, Parachute Test Site (PTS)
- 1989 Loma Prieta, Anderson Dam (Downstream AND)
- 1994 Northridge, 116th Street School (116)
- 1994 Northridge, San Gabriel (GRN)

La Figura 21 muestra uno de los acelerogramas empleados.

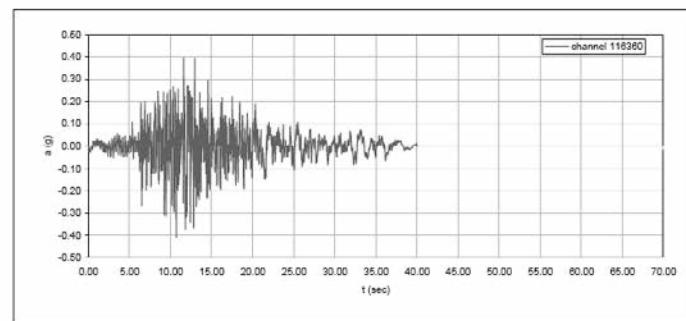
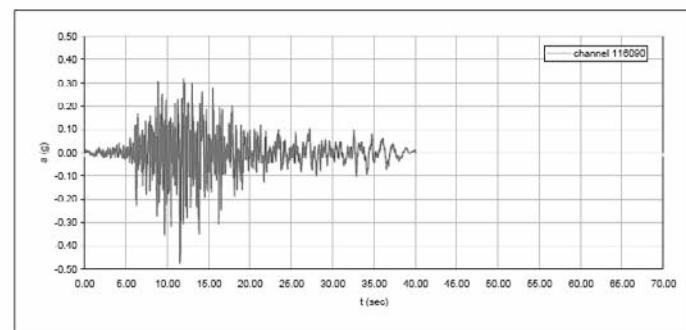
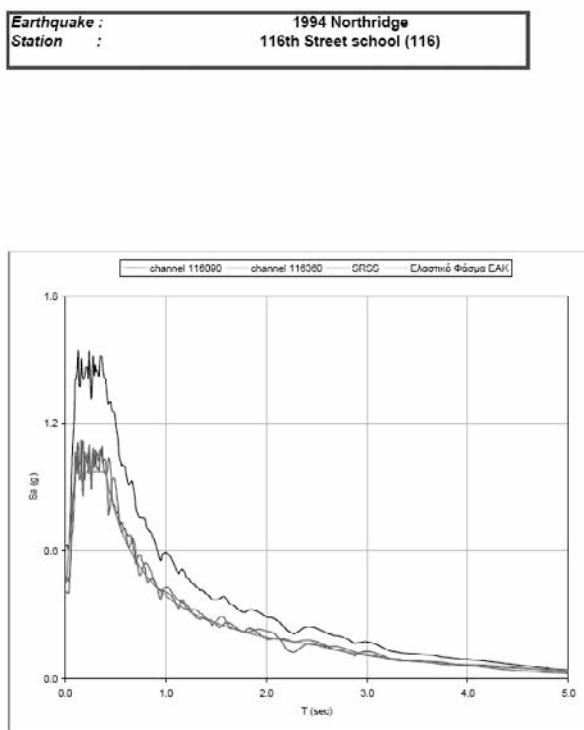


Figura 21. Ejemplo de acelerograma real escalado y espectro correspondiente

A efectos de dimensionamiento, dado el número de parejas de acelerogramas empleadas, los esfuerzos de diseño correspondieron a la media de los valores máximos temporales de cada pareja de acelerogramas (longitudinal y transversal). Como ya se ha comentado anteriormente, de acuerdo a la norma sísmica griega para puentes aislados frente al sismo [4], el uso de un menor número de acelerogramas hubiera obligado a considerar para el diseño no la media de máximos, sino los valores máximos absolutos de esfuerzos, desplazamientos y reacciones de entre todos los acelerogramas. Otras normas sísmicas y recomendaciones establecen criterios similares [12, 15].

Para la determinación de los esfuerzos de diseño, se tomó el valor máximo para cada uno de los esfuerzos (flector, cortante y axil) y se obtuvieron los valores concomitantes en el tiempo para el resto de los esfuerzos. Este análisis requirió un apreciable tiempo de cálculo, puesto que los histogramas de esfuerzos alcanzaban más de 6000 datos. Los resultados obtenidos mostraron que los esfuerzos concomitantes en el tiempo (time-coincident) superaban en ocasiones hasta el 35% de los obtenidos por la simple combinación básica propuesta en la normativa (5),

$$\begin{aligned} E_1 &= E_x \pm 0,30 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_z \\ E_2 &= E_y \pm 0,30 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_z \\ E_3 &= E_z \pm 0,30 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y \end{aligned} \quad (5)$$

El análisis de las pilas frente a la situación de inestabilidad resultó complejo, puesto que dadas las características del sistema de aislamiento propuesto, el movimiento total de las pilas estaba compuesto por un pequeño movimiento en cabeza (permitido por los amortiguadores de estribos) que se situaba entre los 2 y 3 cm, más la vibración como elemento empotrado en la cimentación y apoyado en el tablero. El criterio empleado para la comprobación de los efectos de segundo orden, fue adoptar una excentricidad adicional (tal y como recoge la norma DIN-1045) suma de dos distribuciones de esfuerzos, el primero por una distribución de flectores como ménsula y el segundo como una distribución de flectores como viga apoyada empotrada. El valor final de la excentricidad adicional de comprobación se obtuvo como un promedio ponderado de la situación final de esfuerzos de la pila.

Las cimentaciones se modelaron mediante una combinación de elementos tipo "frame" y "shell", proporcionando una adecuada discretización a pilas, pilotes y encepados. Este aspecto es muy importante para tener en cuenta la vibración propia de las pilas, cuyos efectos son apreciables. El terreno que circunda a los pilotes se ha representado simplificadamente mediante muelles de los que se determinaron características dinámicas adecuadas, si bien, simplificadamente, no se consideró amortiguamiento en el terreno, por lo

que no se requería el empleo de constantes de impedancia para dichos muelles. El número de modos empleados en los cálculos ha sido de 50, suficiente para la movilización de casi la totalidad de la masa modelizada. Es necesario indicar que, siempre que se realice un cálculo dinámico en el tiempo mediante integración modal, es necesario comprobar que todos los modos de los amortiguadores se activan, puesto que en caso contrario el dispositivo dejará de colaborar en el análisis. Este aspecto resulta interesante, puesto que la masa movilizada por el dispositivo, en ocasiones puede ser pequeña y su colaboración al conteo total de masa movilizada escaso. Igualmente, merece la pena resaltar que se ha incluido un porcentaje de la sobrecarga de tráfico como masa vibrante (30%), así como recordar que se debe tener en cuenta la tracción y la flexión transversal que se producen durante el sismo en el tablero para el dimensionamiento del mismo.

Se ha tenido en cuenta la variación de las propiedades de neoprenos (envejecimiento debido a los procesos de carga, variaciones de temperatura, contaminación...) realizando un doble cálculo con características máximas y mínimas ("upper bound" y "lower bound"). En general, las máximas rigideces provocan los mayores esfuerzos en tablero y subestructura y las mínimas rigideces proporcionan los máximos desplazamientos del sistema de aislamiento. Se acudió a la envolvente de dichos cálculos para el dimensionado de los diferentes elementos.

Debido a la gran importancia del sistema de aislamiento en el comportamiento de la estructura bajo sismo, de acuerdo a la norma sísmica griega, todos los elementos del sistema de aislamiento-amortiguación han sido diseñados para resistir los desplazamientos definidos por la siguiente fórmula:

$$\delta_{max} = 1,50 \cdot \delta_{sismo,max} + \delta_{real} + 0,50 \cdot \delta_{temp,max} \quad (6)$$

Para el diseño propio de estos elementos especiales (amortiguadores-bloqueadores, aparatos de apoyo pendulares) se ha contado con la colaboración del fabricante Maurer-Söhne.

5. CONCLUSIONES

SNC-LAVALIN INTECSA ha proyectado tres viaductos para ferrocarril de alta velocidad en Grecia. Los puentes descritos son cajones postesados de canto constante y luz tipo de 45 m. Los tableros de dos de las estructuras se empujaron desde un estribo, con ayuda de un pescante metálico. La estructura restante se ejecutó mediante cimbrado convencional, fase a fase.

Las estructuras se sitúan en una zona de riesgo sísmico alto. La cercanía de fallas probablemente activas

eleva la aceleración sísmica de cálculo hasta 0,39 g. Esta sismicidad, en conjunción con los requisitos exigibles a viaductos de ferrocarril de alta velocidad, obligó a descartar a priori los esquemas resistentes horizontales habituales. Dentro de las diferentes alternativas posibles, se eligió un enfoque combinado de aparatos de apoyo aislantes y amortiguadores-bloqueadores.

El sistema antisísmico planteado difiere para cada estructura, adaptándose a las características particulares de cada una. En el caso de las estructuras empujadas, se usaron aparatos de apoyo de neopreno junto con aparatos de apoyo deslizantes y fijos. En la estructura cimbrada se usaron aparatos de apoyo pendulares de bajo rozamiento. En todos los casos se dispusieron amortiguadores bloqueadores longitudinales y transversales para controlar los desplazamientos derivados del aislamiento.

El comportamiento sísmico de las estructuras se ha aproximado mediante la realización de análisis dinámicos no lineales en el tiempo. Se han usado 7 parejas de acelerogramas reales escalados al espectro elástico. Las estructuras se han dimensionado para resistir el valor medio de los máximos esfuerzos obtenidos por cada pareja de acelerogramas.

El coste de los dispositivos antisísmicos proyectados es relativamente elevado, pero queda compensado por la reducción de esfuerzos en los elementos estructurales. Como ventaja adicional, permite localizar los posibles daños de sismos superiores al de diseño en un número limitado de elementos rápidamente sustituibles.

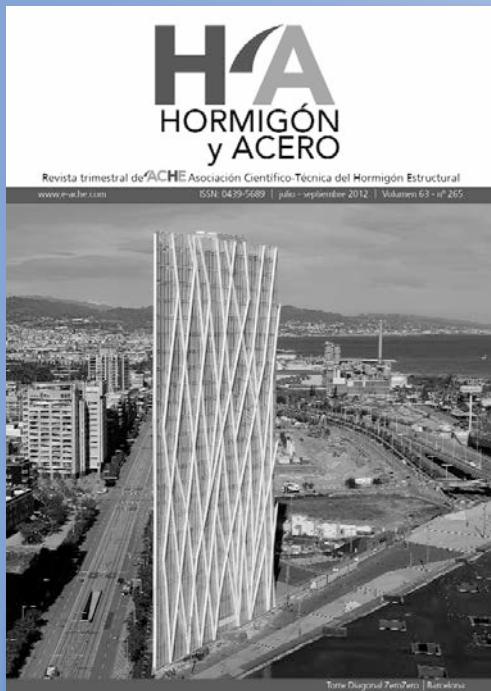
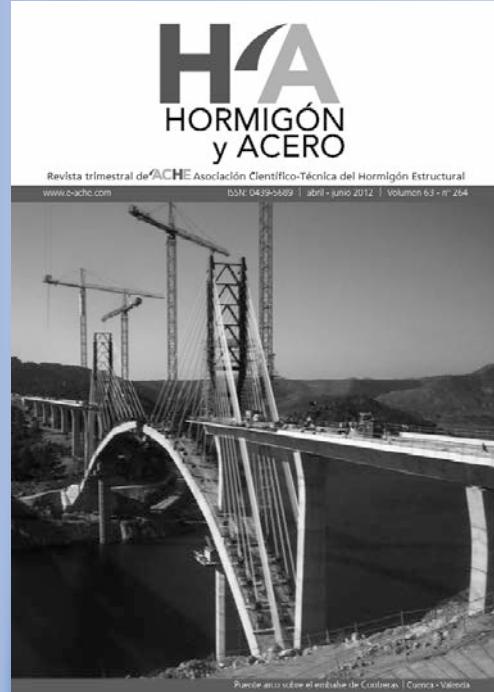
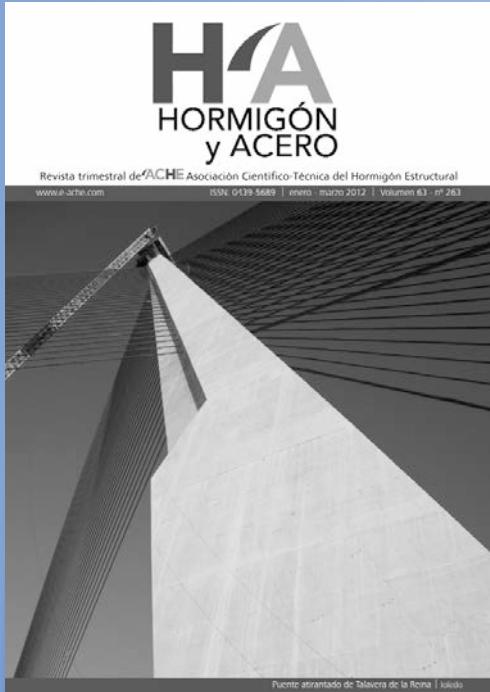
REFERENCIAS

- [1] *DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke*. Berlin: DB Netz AG, 1993.
- [2] *DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2001.
- [3] *EAK 2007: Normativa para estructuras sismorresistentes*. Atenas: Ministerio de Medio Ambiente, Urbanismo y Obras Públicas, 2007. [Disponible en griego].

- [4] *Directrices para puentes con aislamiento sísmico*. Atenas: Ministerio de Medio Ambiente, Urbanismo y Obras Públicas, 2004. [Disponible en griego].
- [5] *Circular 39/99: Directrices para el diseño sísmico de puentes*. Atenas: Ministerio de Medio Ambiente, Urbanismo y Obras Públicas, 1999. [Disponible en griego].
- [6] MEDEOT, R. "Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico". *Hormigón y Acero*, 2005, n° 238, p.45-59.
- [7] FORMENT, J.; CANET, J.M.; APARICIO, A.C. "Utilización de amortiguadores y conectores sísmicos en puentes". *Hormigón y Acero*, 2000, n° 217, p.81-100.
- [8] LLOMBART, J.A.; REVOLTÓS, J.; CASCALES, J. "Obras en Chipre. Viaducto urbano en Limassol. Viaducto Petra Tou Romiou". *Hormigón y Acero*, 2005, n° 238, p.105-115.
- [9] PRIESTLEY, M.J.N.; SEIBLE, F.; CALVI, G.M. *Seismic design and retrofit of bridges*. 1^a ed. New York: John Wiley and Sons Inc, 1996. 686 p.
- [10] UNE-EN 15129:2011 *Dispositivos antisísmicos*. Madrid: AENOR, 2011.
- [11] UNE-EN 1337-3 *Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos*. Madrid: AENOR, 2005.
- [12] UNE-EN 1998-2:2012 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes*. Madrid: AENOR, 2012.
- [13] SAP-2000. *Analysis Reference Manual*. ISO# GEN062708M1 Rev. 1. Berkeley, California, USA: Computers and Structures Inc., 2009.
- [14] SIMQKE: *A Program for Artificial Motion Generation*. Berkeley: Department of Civil Engineering. Massachusetts Institute of Technology. Distributed by the National Information Service for Earthquake Engineering. University of California, 1976.
- [15] AASHTO. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1999.



últimos números publicados



Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
<http://www.e-ache.com>

Enlace de Cadagua. Lanzamientos, ripados, izados y montajes con grúa de cinco puentes mixtos

Cadagua Junction. Launching, skidding, lowering and crane-aided positioning of five composite bridges

Rüdiger Spengler⁽¹⁾, Narciso Pulido Asín⁽²⁾, Rafael Pérez Valencia⁽³⁾, Miguel Ángel Gil Ginés⁽⁴⁾ y José María Martínez Gutiérrez⁽⁵⁾

Recibido | Received: 03-11-2011

Aceptado | Accepted: 04-10-2012

Resumen

El enlace de Cadagua forma parte de la Variante Sur Metropolitana de Bilbao (España) y está situado en el estrecho valle del río Cadagua. Debido a la complejidad de la topografía del enlace (túneles a ambos lados del enlace, cruce del río Cadagua, dos líneas de ferrocarril, dos carreteras y una autopista), se dispuso de muy poco espacio para la construcción de los cinco puentes mixtos (viaductos V1, V2, VR2, V3 y V4). Por lo tanto se decidió lanzar en toda su longitud los cajones metálicos de los dos viaductos principales (V1 y V2) y colocar parte de los cajones metálicos de los viaductos laterales por encima de los viaductos principales (V4 sobre V1 y VR2 sobre V2) y lanzarlos conjuntamente. Tras haber finalizado los lanzamientos principales (V1 y V2), se realizó una maniobra de ripado e izado de los cajones metálicos de los viaductos laterales (V4 y VR2) a su posición definitiva. La colocación de los cajones metálicos restantes se llevó a cabo mediante grúa y otros medios auxiliares (posicionamiento de los tramos restantes del V4 y VR2, posicionamiento completo del V3).

Palabras clave: puentes mixtos, lanzamiento, ripado, izado, montaje con grúa.

Abstract

The link, being part of the southern peripheral highway of Bilbao (Spain), is situated in the narrow valley of the Cadagua River. Due to the complex topographic situation of the link (beginning and ending at tunnels; situated above the river, two railways, two roads and one highway), there was little space available for constructing the five composite bridges (viaducts V1, V2, VR2, V3 y V4). Hence the steel girder boxes of two main viaducts were launched completely (V1 and V2), part of steel girder boxes of the lateral bridges were put in place before launching on them (V4 on V1 and VR2 on V2) and were launched together. Having finished the process of launching, the steel girder boxes of the lateral bridges were skidded and lowered to their final positions. Further positioning of steel girder boxes was carried out by crane and other auxiliary media (positioning of remaining parts of V4 and VR2, complete positioning of V3).

Keywords: composite bridges, launching, skidding, lowering, positioning by crane.

(1) Ingeniero Civil. SACYR S.A.U. (Madrid, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR S.A.U. (Madrid, España)

(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR S.A.U. (Ciudad de Panamá, Panamá)

(4) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. (Madrid, España)

(5) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. VSL CTT-STRONGHOLD, S.A. (Madrid, España)

Persona de contacto / Corresponding author: rspengler@sacyr.com

1. INTRODUCCIÓN

La Autopista A-8 a su paso por el Área Metropolitana de Bilbao –la llamada Solución Sur– absorbía una gran demanda de tráfico, tanto de largo recorrido como de penetración, que se traducía en problemas de congestión cada vez más recurrentes, especialmente patentes en el arco Basauri-Cruces.

En la raíz de esta problemática estaban los importán-
tisimos crecimientos de la demanda de tráfico regis-
trados en los últimos años, que mostraban la insufi-
ciencia de la red para satisfacer las previsiones de la
demanda de viajes de penetración y de largo recorri-
do con los niveles de servicio adecuados.

La Diputación Foral de Vizcaya formuló el “Plan Especial de Accesibilidad Bizkaia 2003” con un doble ob-
jetivo:

- Aportar nuevas soluciones a la problemática de aumento de tráfico y de congestión en que se en-
cuentra el tramo metropolitano de la Autopista A-8.
- Diseñar un sistema de gestión del corredor forma-
do por la N-634 y el tramo de la Autopista A-8
comprendido entre Erletxe y Ermua.

En vista de la imposibilidad de adoptar medidas de control de la demanda, que afectarían negativamente al desarrollo socioeconómico de Vizcaya, o de ampliar la capacidad de la Solución Sur, por los condicionantes geométricos y urbanísticos existentes, resultó ne-
cesario plantear una actuación viaria nueva que aten-
diera a las futuras demandas de tráfico. Esta actuación
fue la Variante Sur Metropolitana.

De acuerdo con las previsiones del Plan Especial, la Variante Sur Metropolitana (Bilbao) discurre por el Sur de la Autopista A-8 entre Trapagarán y Usánsolo, con una longitud total de 25 km. Tiene una tipología de autopista del tipo periurbano con dos carriles por sentido, ampliables a tres con arcenes reducidos. La velocidad de paso está limitada a 80 km/h, debido a la gran proporción de recorrido en túnel del trazado

El Plan ha previsto la construcción de la Variante en dos fases, con las siguientes características:

- En la primera fase se construye el tramo Trapaga-
rán-Arrigorriaga con una longitud de 14 km y los
enlaces:
 - Trapagarán: Conexión con A-8, Eje del Ballonti
y Subfluvial de Lamiako
 - Cadagua: Conexión con el Corredor del
Cadagua (tramo 6)
 - Venta Alta: Conexión con A-68
- En la segunda fase se construye el tramo Arrigo-
riaga-Usánsolo con una longitud de 8,5 km y los
enlaces:
 - Arrigorriaga: Conexión con A-68
 - Usánsolo: Conexión con A-8

Dadas las limitaciones del marco presupuestario y de acuerdo con los criterios del Plan Territorial Sectorial, se planteó la explotación de la Variante Sur Metropoli-
tana por el sistema de peaje, al disponerse de un itinerario alternativo libre de tasas y suponer la actuación una mejora sustancial de la calidad del servicio, en especial en lo que se refiere a los tiempos de viaje.

El enlace de Cadagua, uno de los enlaces del tramo Trapagarán-Arrigorriaga, se produce entre el Pico de Santa Águeda y el Monte Arraiz, en una vaguada perpendicular al río que queda unos 200 m al Sur del barrio de Las Delicias, habiéndose tratado de reducir al mínimo las afecciones sobre el mismo. La Variante cruza sobre el río, el Corredor del Cadagua, la BI-636 y las líneas férreas Bilbao-Santander y Bilbao-Balmaseda con una estructura de 335 m de longitud.

En esta zona, la Variante enlaza con el Corredor del Cadagua y con la BI-636, permitiendo el acceso a Bilbao y la conexión con la Comarca de las Encartaciones. La conexión se produce por medio de un enlace del tipo denominado “trompeta” que conecta con una vía de enlace, la cual conecta a su vez con una rotonda elevada sobre el Corredor del Cadagua, que permite la conexión con el mismo y con el suelo. En la vía de enlace se ubica un área de identificación y cobro de canon.

2. PROYECTO DEL ENLACE DE CADAGUA

2.1. Planteamiento inicial

El cruce del río Cadagua plantea un problema realmen-
te importante. El enlace realizado a gran altura, 50
metros por encima del río Cadagua, y con una gran
complejidad de trazado, con ramales de acceso y con
entregas a diferentes niveles, hace que los viaductos
resultantes sean curvos, de ancho variable, con fuertes
imposiciones para adaptar las estructuras al trazado.

Se trata de un paso estrecho en el que confluyen todas
las arterias. En primer término está el río Cadagua, y
pegado a su cauce discurre la carretera BI-636, que
conecta Bilbao con el Norte de Burgos; esta carretera,
de elevada IMD, ha propiciado el desdoblamiento en
el nuevo corredor del Cadagua, autovía pegada a la
carretera original, con una cota 10 metros por encima.
Hay que añadir, en la otra margen del río, dos líneas
de ferrocarril, que de igual manera, avanzan parale-
las al río. En este enclave se localiza, también, el nudo
de la futura Variante Sur Ferroviaria, cuya propues-
ta de trazado se ha tenido en cuenta para la distribu-
ción de luces de los viaductos del enlace. La magni-
tud y diversidad de arterias que interfieren en este
enlace, obliga a luces de hasta 140 m.

La tipología de las estructuras del enlace era de hormi-
gón postesado con tableros ejecutados por avance en
voladizo. Esta solución permite adaptarse a la varia-

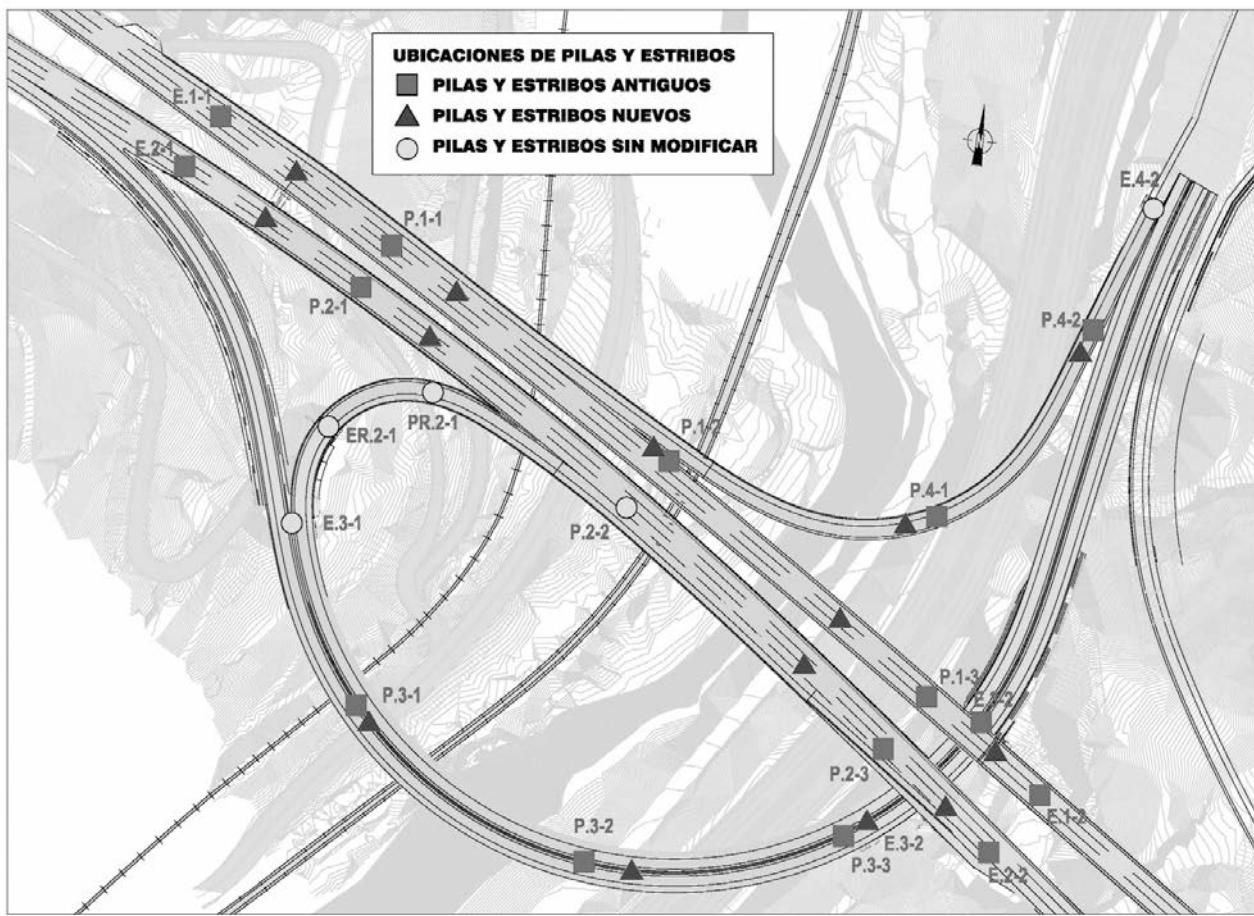


Figura 1. Enlace de Cadagua. Modificación de luces, nueva ubicación de pilas y estribos

ción de ancho, a las incorporaciones de carriles, a las transiciones y a una construcción ágil que salve todas las comunicaciones del valle sin interferir en su funcionamiento diario. Se alinean las pilas transversalmente entre sí, lo que determina flexiones similares en viaductos que se unen, aspecto fundamental para los problemas que se producen en la losa común.

2.2. Proyecto de construcción

Como se ha indicado en el punto anterior, los condicionantes de servicios y comunicaciones del valle, así como el trazado consensuado de la futura Variante Sur Ferroviaria, reducía de manera muy considerable las posibles ubicaciones de los apoyos, condicionando de esta manera la tipología, las luces y los procesos constructivos.

El planteamiento inicial proponía diversos apoyos de las pilas junto al corredor del Cadagua (BI-636), para lo cual se hacía necesaria la reducción de ancho de los carriles en sentido Bilbao, e incluso el corte de al menos un carril durante por lo menos 18 meses.

En la fecha de la ejecución del enlace, la Variante Sur Ferroviaria había cambiado su trazado, desaparecía del área del Enlace del Cadagua y liberaba de forma considerable alternativas para la localización de los apoyos. Esta nueva posibilidad facilitaba alternativas

al proceso constructivo y al cambio de luces de los viaductos.

Este nuevo escenario dio pie a proponer una nueva ubicación de los citados apoyos, modificando las pilas existentes junto al corredor del Cadagua; a su vez, y debido a la descompensación de vanos, se propuso adelantar los estribos 1 y modificar la posición de las primeras pilas para compensar las luces de los vanos (Figura 1). Junto con esta modificación de luces se propuso cambiar la tipología estructural a viaductos mixtos de canto constante.

Esta tipología hace mucho más liviana la estructura, lo que se traduce en cargas mucho menores que hay que llevar al terreno y, por tanto, cimentaciones y alzados de pilas también más pequeños. De esta forma, se mejoran las afecciones en zonas delicadas como las cimentaciones junto a las vías de FEVE y junto a la citada BI-636.

La complicada orografía de la zona, el cruce del río Cadagua, el de dos ejes ferroviarios, una carretera en la orilla oeste y dos carreteras (una de dos carriles y otra de cuatro carriles) en la orilla este, requirieron una detallada planificación del proceso constructivo de los 5 viaductos mixtos que conforman el enlace.

Lo más factible y más económico en caso de los viaductos V1 y V2 pareció ser lanzar los cajones metá-

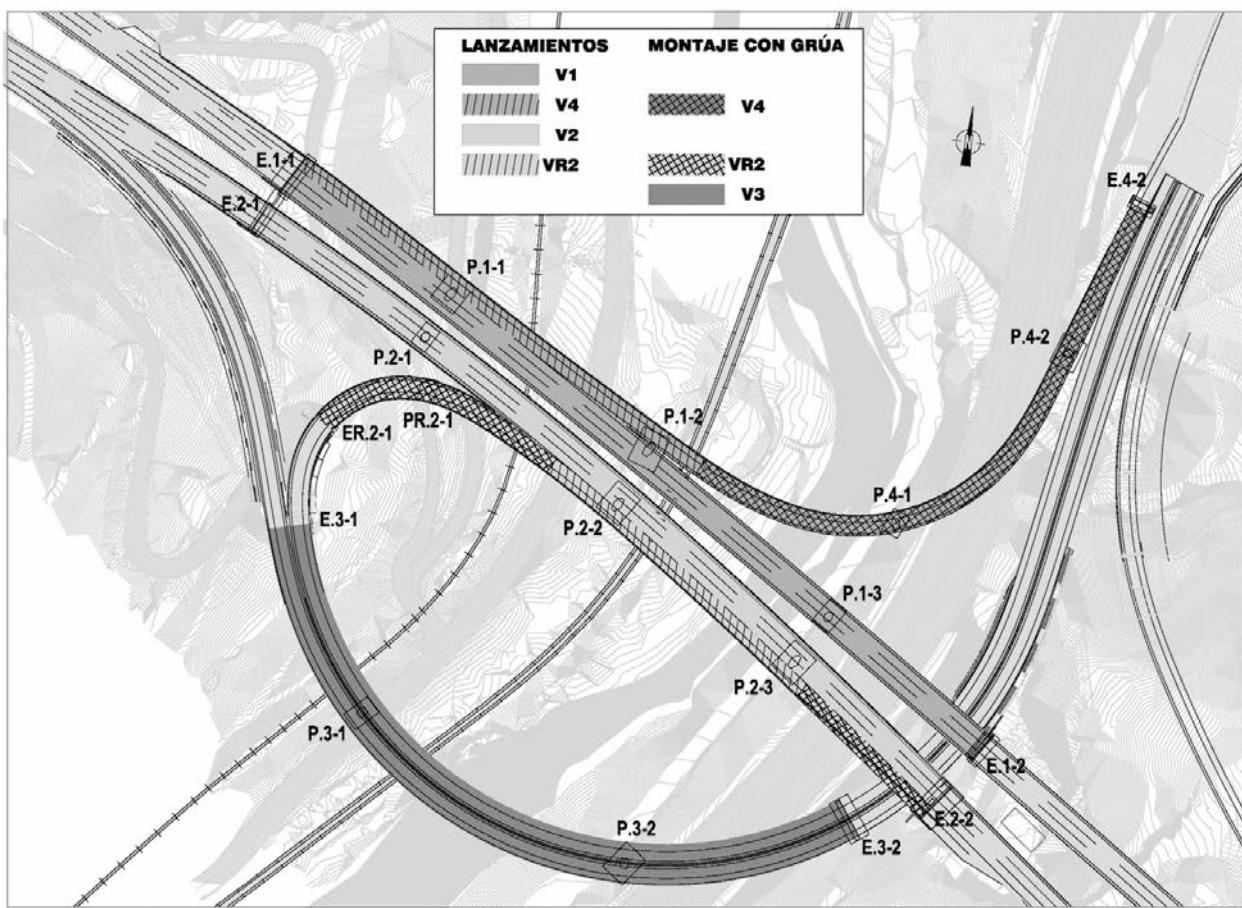


Figura 2. Conjunto de viaductos V1, V2, VR2, V3, V4, clasificados según los diferentes procesos constructivos

licos de ambos viaductos (por separado desde los estribos E.1-1 y E.2-1). Los viaductos V4 y VR2 también deberían ser lanzados, por lo menos parcialmente, pero su geometría (ejes con clotoides, curvas y rectas) invalidaba una solución clásica de empuje. Durante la licitación para su montaje, la empresa que finalmente resultó adjudicataria de estos trabajos propuso como alternativa empujar los dos vanos del viaducto V4 más cercanos al estribo E.1-1 sobre el viaducto V1 y el vano sobre el río Cadagua del viaducto VR2 sobre el viaducto V2 [1]. El resto de los vanos de los viaductos V4 y VR2 se optó por montarlos con grúas, ya que al contrario de los vanos empujados, era físicamente posible.

En el caso del viaducto V3 la única solución viable pareció el montaje con una grúa de gran tonelaje (Figura 2).

2.3. Descripción de los viaductos

2.3.1. Viaducto V1

El Viaducto V1 cuenta con cuatro vanos de luces variables de 79, 103, 100 y 82 m y una longitud total de 364 m. El ancho total del tablero es de 13,60 m.

El cajón metálico es de canto constante de 4,15 m en su eje y almas de alturas diferentes, consiguiendo de

esta manera el peralte constante de un 2,50% del tablero. En la cara inferior el cajón tiene un ancho de 5,55 m y en su cara superior mide 6,50 m entre ejes de almas [2], [3]. La platabanda inferior del cajón es horizontal para posibilitar el lanzamiento del mismo (Figura 3).

2.3.2. Viaducto V4

El Viaducto V4 suma una longitud total de 455 m, con 5 vanos de luces de 79, 103, 105, 102 y 66 m. El ancho total del tablero es de 9,10 m.

El cajón metálico es de canto constante de 4,15 m en todo su ancho. Las alas del cajón metálico son paralelas a la platabanda inferior. El peralte variable del tablero se obtiene girando la sección de altura constante según el peralte en cada sección [2], [3]. En la cara inferior el cajón tiene un ancho de 3,55 m y en su cara superior mide 4,50 m entre ejes de almas (Figura 3).

2.3.3. Viaducto V2

La suma de los vanos del Viaducto V2 es de 365 m, con luces de 83, 105, 97 y 80 m. El tablero mide entre sus bordes exteriores 13,60 m.

Igual que el cajón del viaducto V1, el cajón del V2 es de canto constante de 4,15 m en su eje y almas de altu-

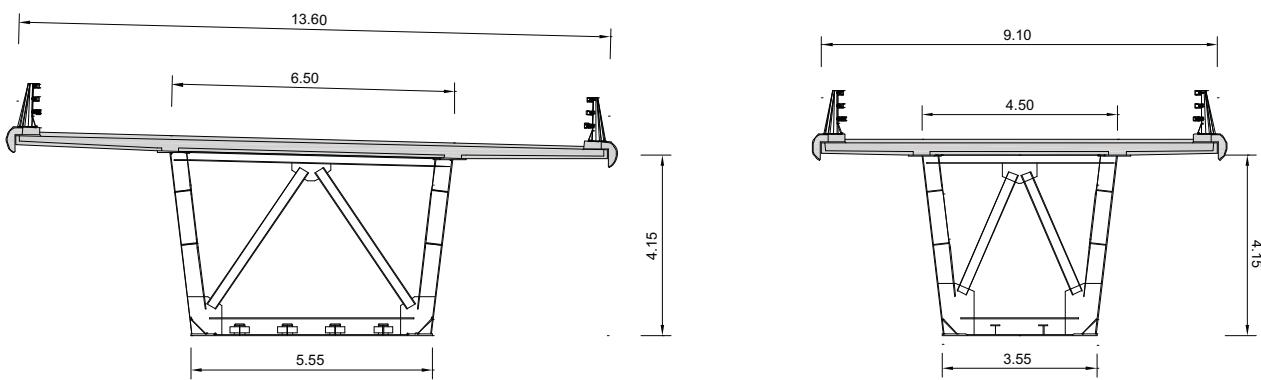


Figura 3. Sección viaducto V1 (izquierda) y viaducto V4 (derecha)

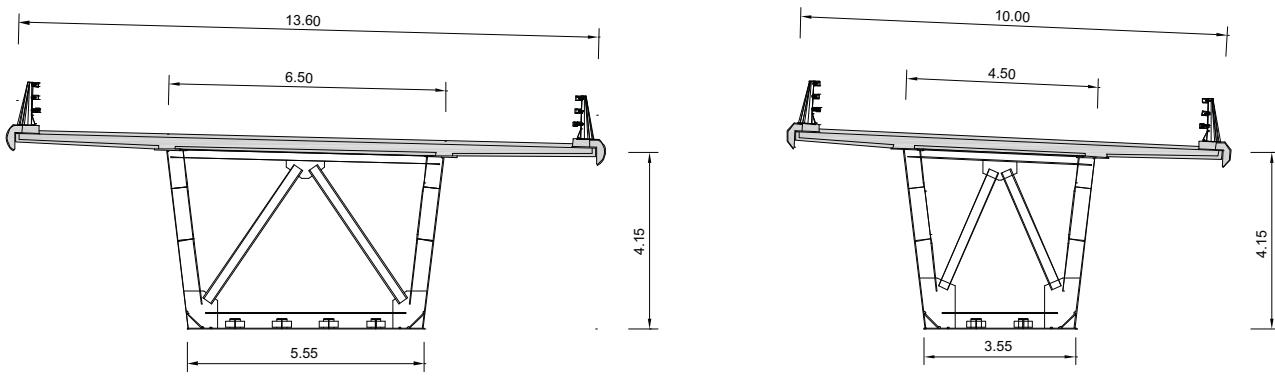


Figura 4. Sección viaducto V2 (izquierda) y viaducto VR2 (derecha)

ras diferentes, consiguiendo el peralte del tablero de la misma manera que en el viaducto V1. A diferencia del cajón del viaducto V1, el viaducto V2 tiene un peralte variable a lo largo de su longitud [2], [3]. La cara inferior el cajón es horizontal y tiene un ancho de 5,55 m y en su cara superior mide 6,50 m entre ejes de almas (Figura 4).

2.3.4. Viaducto VR2

El Viaducto VR2 tiene una longitud total de 315 m, que se distribuye en cuatro vanos de 47, 91, 97 y 80 m. El tablero tiene un ancho total de 10,00 m.

El cajón del viaducto VR2 es similar al del viaducto V4. A diferencia del cajón del V4, en el cajón del VR2 se dispone de la platabanda inferior horizontal en toda la longitud del viaducto [2], [3]. Para conseguir el peralte variable del viaducto se adapta la altura de las almas y la inclinación de las alas (Figura 4).

2.3.5. Viaducto V3

El Viaducto V3 es el más ancho de los 5 viaductos con un ancho total de 17,10 m. La longitud total es de 303 m, distribuyéndose en 3 vanos de 82, 127 y 94 m.

A lo largo de todo el viaducto, el cajón tiene un canto total constante de 4,175 m, un ancho inferior de 7,25 m con un ancho superior entre eje de almas de 8,70 m (Figura 5). La planta el viaducto tiene un radio de 155,00 m, con un peralte constante en todo su desarrollo [2], [3].

Los viaductos V1 y V4 están apoyados sobre 5 pilas con un fuste de sección hexagonal. Sobre las pilas P.1-1 y P.1-2 se apoyan tanto el viaducto V1 como el V4; sobre la pila P.1-3 únicamente el viaducto V1 y sobre las pilas P.4-1 y P.4-2 solamente el viaducto V4.

Cada uno de los dinteles nace de la sección de pila abriéndose de la misma en dirección transversal consi-

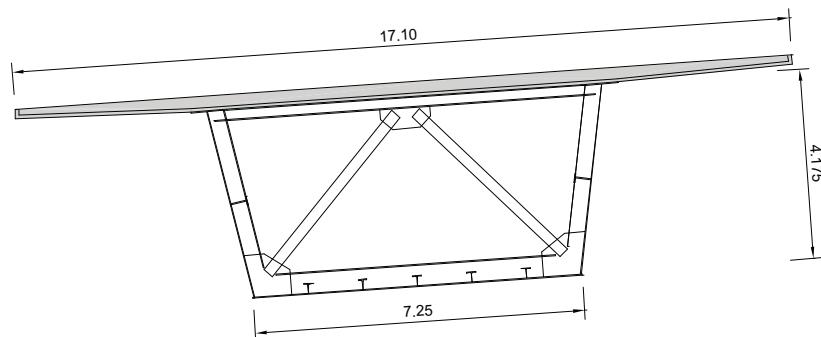


Figura 5. Sección viaducto V3

guiendo de esta manera el área necesaria en coronación para los apoyos de los viaductos (Figura 6).

Los viaductos V2 y VR2 se apoyan sobre 4 pilas de características similares que las pilas de los viaductos V1 y V4. Sobre las pilas P.2-2 y P.2-3 se apoyan tanto el viaducto V2 como el viaducto VR2; sobre la pila P.2-1 únicamente el viaducto V2 y sobre la pila P.2-1 el viaducto VR2.

El viaducto V3 se apoya sobre 2 pilas de características similares a las pilas del resto de los viaductos.

3. LANZAMIENTOS

Para el montaje de los diferentes tramos de viaductos implicados en los lanzamientos se dispuso de un reducido parque de empuje (Figura 7). Dicho parque de montaje, enclavado tras los estribos E-1.1 y E-2.1, tenía la limitación de la boca de salida del túnel de la obra de continuación de la variante (obra no perteneciente a la UTE). Por dicha boca de salida se debía permitir el tránsito de vehículos pesados; además, una obra de drenaje ejecutada con anterioridad impedía ampliar el parque más de 60 m en longitudinal. La margen derecha del parque de empuje también estaba limitada al ser la zona de acopio de material resultante de la excavación del túnel; apenas se contaba con un par de metros desde el ala del cajón V2 hasta el talud. Y por la margen izquierda se accedía con los cajones premontados, a través de un camino de obra de fuertes pendientes. Todos estos condicionantes topográficos limitaron a aproximadamente 60 x 60 m el espacio disponible en el parque. Esta limitación de espacio condicionó la plani-

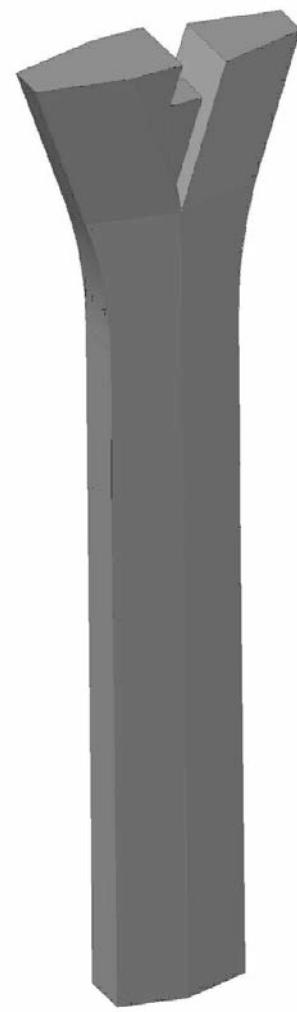


Figura 6. Vista 3D de la pila P.2-2 con fuste de sección hexagonal y dintel doble

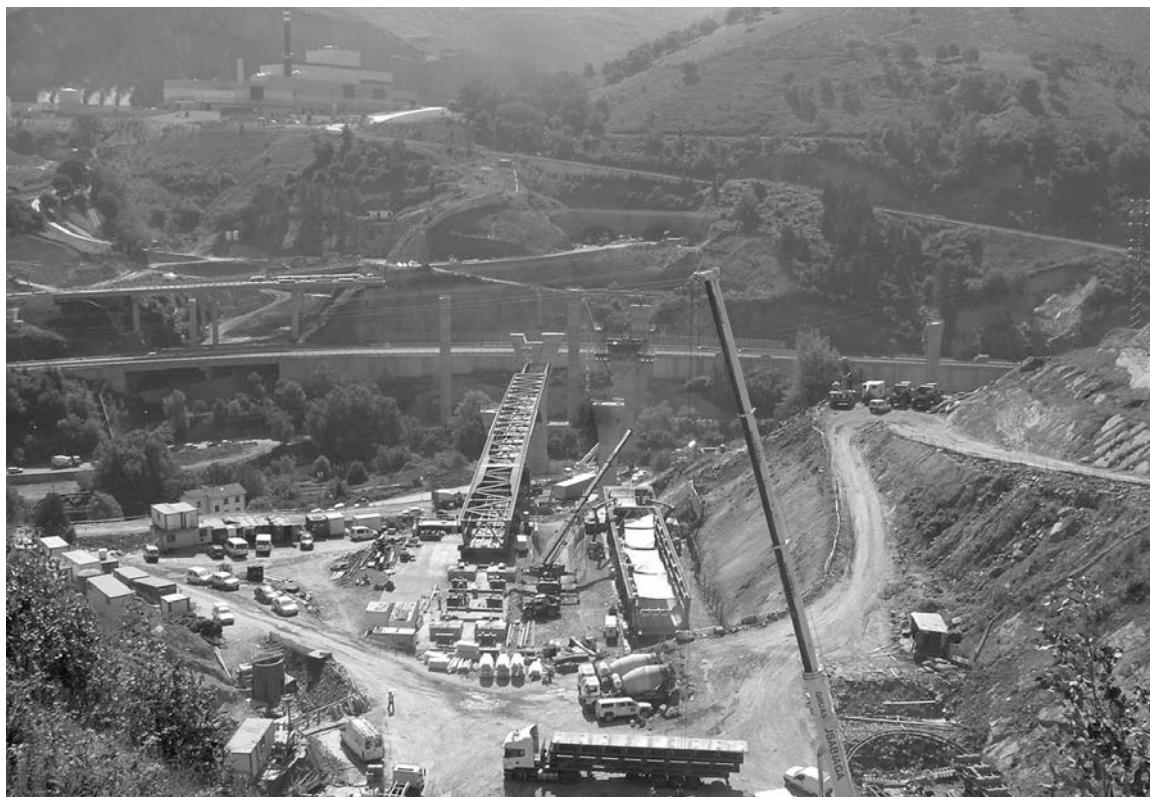


Figura 7. Parque de montaje

ficación de los lanzamientos, haciendo necesario lanzar tanto el viaducto V1 como el viaducto V2 en ocho fases. Teniendo en cuenta la necesidad de espacio para los sucesivos montajes y la urgencia de entregar la obra en un plazo corto, se optó por lanzar ambos viaductos (V1 y V2) alternados, empezando con el viaducto V1.

Antes de comenzar el primer lanzamiento y para tener un mayor control de la situación tensional de los viaductos, se instalaron en el parque de montaje para cada uno de los viaductos (V1 y V2) los siguientes dispositivos auxiliares:

- En el eje de estribo y embebidos en el mismo, dos apoyos hidráulicos deslizantes sobre gatos hidráulicos de 300 t de capacidad, carrera de 400 mm y apoyo de teflón con rótula longitudinal (Figura 8).
- Dos apoyos deslizantes de 300 t con apoyos de teflón [4] y rótula longitudinal a -20,0 y otros dos a -40,0 m desde el eje del estribo (Figura 9). En las secciones de estos apoyos deslizantes se ubicaron



Figura 9. Sistema de deslizamiento en apoyos deslizantes y gato de desapeo



Figura 8. Sistema de deslizamiento en estribo



Figura 10. Torres para ubicación de gatos hidráulicos

dos gatos hidráulicos de 300 t que permitían el desapeo del viaducto y la retirada de los apoyos deslizantes.

Por ausencia de espacio en los dinteles de las pilas, los gatos hidráulicos con chapas deslizantes de teflón se ubicaron sobre torres (Figura 10) o ménsulas auxiliares (Figura 11A y 11B) por delante de las pilas suje-



Figuras 11A y 11B. Detalle de ménsulas auxiliares para ubicación de gatos



Figura 12. Montaje del primer tramo, nariz de lanzamiento sobre pilas auxiliares

tas a las mismas mediante barras pretensadas. Se usaron gatos de capacidades de 500 t y 620 mm de carrera en unas pilas y 300 t y 400 mm de carrera en otras.

Aparte, se instaló una torre auxiliar (Figura 12) tanto para el viaducto V1 como para el viaducto V2 en el primer vano, donde se colocaron también en su coronación gatos con chapas deslizantes (capacidad de gatos: 300 t, carrera máxima: 400 mm).

Una vez que el primer tramo a lanzar del viaducto V1 (y posteriormente también del viaducto V2) se había armado en el parque de montaje, se instaló el sistema de tiro (Figura 13) posibilitando así la maniobra de lanzamiento.

Por delante del último diafragma de ambos viaductos (V1 y V2) se atornilló una nariz de empuje de una longitud de 33,500 m. Esta nariz servía por un lado para puentejar en el primer vano la luz entre torre auxiliar y estribo y por otro lado para reducir lo máximo el peso en voladizo durante las fases de lanzamiento cuando se llegaba a pilas y estribos. La nariz tenía incorporadas unas puertas (Figura 14) en la punta para posibilitar la recuperación de la flecha y la continuidad del lanzamiento.



Figura 14. Detalle de la puertas ubicadas en la nariz de lanzamiento



Figura 13. Detalle de la viga de tiro trasera

Para el lanzamiento se hizo uso de un sistema convencional de tiro (Figura 15), colocando en los estribos dos perfiles verticales delanteros y en la cola una viga de tiro horizontal trasera. El tiro se efectuaba desde dos gatos posicionados en la coronación de las vigas verticales en los estribos, unidos a la viga trasera horizontal con cables de pretensado, lanzando de esta manera el viaducto. Para una adecuada transmisión de fuerzas de lanzamiento (considerando una fuerza máxima de tiro en cada lado de aproximadamente 150 toneladas) desde la viga de tiro al viaducto, se diseñaron unas ménsulas en las esquinas de la platabanda inferior-alma (Figura 16).



Figura 15. Sistema convencional de tiro en estribo E.1-1



Figura 16. Detalle de chapas para acoplar la viga de tiro

Para el control geométrico del lanzamiento se desarrolló un software específico que implementaba los datos obtenidos por las estaciones de topografía, y mostraba en pantalla la ubicación en planta y las flechas de la punta del viaducto. Previo a cada uno de los lanzamientos se introducían en el software los ejes de cada uno de los prismas situados en el viaducto:

- Dos en la punta del lanzamiento (Nariz)
- Dos en el diafragma de estribo más adelantado
- Dos en la cola del viaducto (Diafragma trasero)

Estos ejes incluían toda la información sobre el recorrido teórico del viaducto, avance en planta, descensos debidos a la flecha, ascensos y descensos producidos al actuar sobre los diferentes gatos hidráulicos, etc. Además de este control geométrico del viaducto, en cada paso de una sección con diafragma por la sección de estribo, se controlaban las carreras y cargas de todos los gatos implicados en el lanzamiento, con lo que se pudo hacer un seguimiento de los datos obtenidos en el modelo de ordenador.



Figura 17. Lanzamiento viaducto V1 antes de llegar a la pila P1-2

Una vez terminados todos los trabajos previos, se comenzó con el primer lanzamiento del viaducto V1, de un tramo de 62,020 m más 33,500 m de nariz. La primera pila (P.1-1) se alcanzó con un voladizo de 43,670 m y una flecha de 17 cm, se recuperó la flecha haciendo bascular el viaducto, subiendo los gatos en la torre auxiliar y bajandolos en el estribo. Despues se siguió con el lanzamiento, dejando descansar la nariz de empuje en la primera pila. A continuación se armó el siguiente tramo y se continuó con el segundo lanzamiento de viaducto V1, tras lanzarlo 50,480 m más se dejó con un voladizo de 66,950 m y una flecha de 77 cm. Posteriormente se armó el tramo 3 y se continuó con el tercer lanzamiento, alcanzando la flecha máxima de 281 cm (Figura 17) antes de alcanzar la segunda pila (P.1-2). En esta posición se registraron en los gatos de la pila P.1-1 unas 314 toneladas (por gato) y en los gatos del estribo unas 33 toneladas (por gato); los gatos en la torre auxiliar se quedaron sin carga.

Con el fin de poder recuperar la flecha, se diseñaron dos pórticos desmontables para las pilas y los estribos de llegada. Estos pórticos se apoyaban por un lado en las ménsulas auxiliares (en el eje de los gatos) y por otro lado en la pila; en su extremo superior estaban ubicados unas unidades hidráulicas de izado verticales que engancharon mediante cables y orejetas una viga transversal en la punta de la nariz (Figura 18).

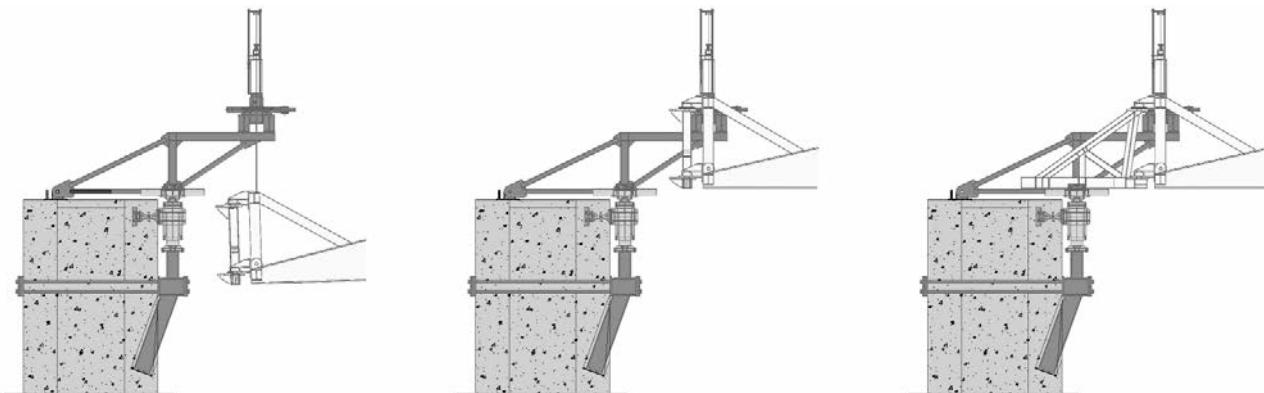


Figura 18. Principio recuperación de flecha con pórtico auxiliar en cabeza de pila



Figura 19. Recuperación de flecha con pórticos auxiliares

Una vez que todos los medios auxiliares estaban instalados para la recuperación de flecha, se levantó la punta de la nariz tirando desde las unidades hidráulicas (Figura 19).

Cuando se alcanzó una altura ligeramente por encima de la objetivo, se cerraron las puertas (Figuras 20A, 20B y 20C), (que en ese momento estaban justo por encima de las chapas deslizantes de los gatos de las pilas), se aflojaron ligeramente los cables de las unidades hidráulicas para que apoyasen las puertas sobre las chapas deslizantes y posteriormente se aflojaron los cables de las unidades hidráulicas completamente. A continuación se quitaron los pórticos de recuperación de flecha mediante grúas y se continuó con el lanzamiento hasta dejar el viaducto V1 con un voladizo de 14,200 m.

Hasta este punto el lanzamiento del viaducto V1 se podía considerar tradicional (con las implicaciones topográficas propias del lugar); en este momento, y tras el tercer lanzamiento, se comenzó a armar el viaducto V4 por encima del viaducto V1. Para ello se diseñaron unas vigas transversales a medida, soldadas sobre el viaducto V1 y sobre las que se montaba, en esta fase, un tramo de 40,600 m de un total de 203,400 m a armar sobre el viaducto V1 (fases cuatro a ocho). Estas vigas transversales se soldaron sobre el viaducto V1 cada 4 o 5 diafragmas, apoyando posteriormente el viaducto V4 sobre ellas (Figuras 21A y 21B).

El desarrollo en planta del viaducto V4 es cuasiparalelo al viaducto V1 desde el estribo a la pila P-1.1, pero se abre hacia la izquierda a medida que se acerca a la pila P-1.2. Por ello su ubicación sobre el viaducto V1 no pudo ser paralela a su posición definitiva (el voladizo delantero y por lo tanto las torsiones sobre V1 habrían sido excesivas), y se decidió darle un giro que lo ubicase dentro de la sombra del viaducto V1. Tras haber terminado la colocación del primer tramo del viaducto V4 sobre el viaducto V1, se arrancó el cuarto lanzamiento con el que se alcanzó una longitud total de lanzamiento de 236,320 m.

Posteriormente, en las fases cinco a ocho, se armaron los tramos restantes del viaducto V1 en el parque de montaje colocando los tramos correspondientes del via-



Figura 20A. Final de la recuperación de flecha con puertas abiertas

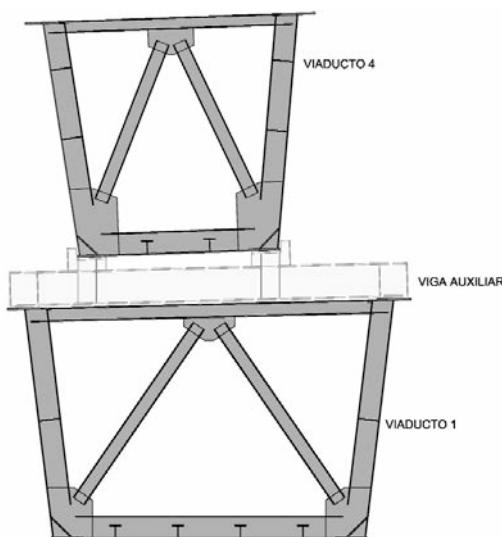


Figura 20B. Cierre de 1^a puerta



Figura 20C. Cierre de 2^a puerta y apoyo en gatos hidráulicos

ducto V4 por encima de él, lanzando ambos viaductos conjuntamente. Cabe destacar que en las fases cinco a ocho se recuperó una flecha ligeramente inferior que durante la fase 3 dado que la luz del tercer vano fue ligeramente inferior que la luz del vano dos. Tras haber terminado el octavo lanzamiento, donde se alcanzó el



Figuras 21A y 21B. Colocación del viaducto V4 por encima del viaducto V1

estribo, se bajaron los émbolos en las pilas P.1-1, P.1-2, P.1-3 y en el estribo E.1-1 y se quitaron las chapas deslizantes en el estribo E.1-2 mediante gatos auxiliares, apoyando el viaducto V1 sobre sus apoyos definitivos. En la Tabla 1 se reflejan algunos datos de interés de las ocho fases de lanzamiento.

Después del tercer lanzamiento del viaducto V1 se comenzó el primer lanzamiento del viaducto V2. Los lanzamientos del viaducto V2 (y posteriormente junto con el viaducto VR2) se llevaron a cabo de una manera similar a los lanzamientos del viaducto V1 con el viaducto

V4. Dado que las luces de los viaductos V1 y V2 son muy similares, su sección es geometricamente casi igual y los medios auxiliares usados fueron los mismos. La mayor diferencia entre ambos lanzamientos fue que se colocó el viaducto VR2 durante las fases tres hasta cinco por encima del viaducto V2, lanzando en total una longitud de 129,900 m de dicho viaducto junto con el viaducto V2. Como dato particular no se debería dejar de mencionar que en el cuarto lanzamiento se alcanzó una flecha máxima en voladizo de 3,565 m. En la Tabla 2 se ilustran algunos datos de interés de las ocho fases de lanzamiento del viaducto V2.

Tabla 1. Fases de lanzamiento viaducto V1 con viaducto V4

Fase	Viaducto V1				Viaducto V4	
	Longitud armada [m]	Longitud total con nariz [m]	Luz máxima voladizo [m]	Flecha voladizo máx. [m]	Longitud armada [m]	Longitud total [m]
1	62,020	95,520	16,470	0,174	—	—
2	50,500	146,020	66,950	0,767	—	—
3	49,700	195,720	102,840	2,810	—	—
4	40,600	236,320	54,810	0,031	40,600	40,600
5	46,260	282,580	100,180	2,740	46,260	86,860
6	41,340	323,920	41,860	-0,030	41,340	128,200
7	41,510	365,430	83,930	1,717	41,510	169,710
8	33,690	399,120	34,250	0,034	33,690	203,400

Tabla 2. Fases de lanzamiento viaducto V2 con viaducto VR2

Fase	Viaducto V2				Viaducto VR2	
	Longitud armada [m]	Longitud total con nariz [m]	Luz máxima voladizo [m]	Flecha voladizo máx. [m]	Longitud armada [m]	Longitud total [m]
1	47,000	64,500	30,070	0,188	—	—
2	38,490	118,990	59,490	0,564	—	—
3	47,000	165,990	81,900	2,106	57,220	57,220
4	50,550	216,540	104,560	3,565	49,880	107,100
5	47,000	263,540	74,690	0,865	22,800	129,900
6	46,380	309,920	97,410	2,848	—	129,900
7	50,000	359,920	73,790	0,793	—	129,900
8	38,400	398,320	79,840	1,378	—	129,900



Figura 22. Carriles para el ripado



Figura 23. Ménsula y puntal para completar el ripado

4. RIPADOS E IZADOS

Tras haber terminado las maniobras de lanzamiento y con los viaductos V1 y V2 en sus apoyos definitivos, se comenzó con la instalación de los medios auxiliares para las maniobras de ripado y de izado de los tramos de V4 y VR2 situados sobre ellos. Dado que las maniobras de ripado e izado del viaducto V4 fueron muy similares a las del viaducto VR2, se detallan a continuación únicamente las maniobras para el viaducto V4.

4.1. Maniobra de ripado

Como se ha comentado con anterioridad, los ejes definitivos de los viaductos V1 y V4 son prácticamente paralelos en el primer vano. Sin embargo, a partir de la pila P.1.1, el eje del viaducto V4 va alejándose del viaducto V1. Con el fin de minimizar por un lado los esfuerzos torsos en ambos viaductos durante los lanzamientos del viaducto V1 y por otro lado optimizando la longitud del viaducto V4 a lanzar junto con el viaducto V1, se colocó el viaducto V4 girado con respecto a su posición final por encima del viaducto V1.

Tanto el giro necesario para posicionar el viaducto V4 paralelo a su posición final como una traslación auxiliar se realizaron mediante la maniobra de ripado, optando por un sistema de deslizamiento en las pilas P.1-1 y P.1-2 y por una grúa en el estribo E.1-1. Para llevarla a cabo fue necesario instalar en los ejes de las pilas de la operación una serie de medios auxiliares.

Se dispusieron en los ejes de las pilas y sobre el viaducto V1 unas estructuras metálicas sobre las que ubicar los carriles para el deslizamiento de la estructura (Figura 22).

Estas estructuras auxiliares hubo que prolongarlas (en voladizo en P.1-1 y mediante una viga y un puntal vertical en P.1-2) para poder materializar la longitud total necesaria para el ripado (Figura 23).



Figura 24. Detalle de vigas transversales de apoyo



Figura 25. Grúa de apoyo en estribo

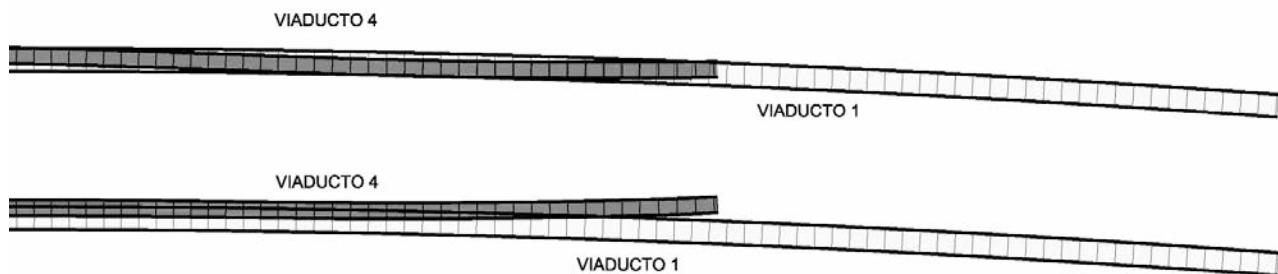


Figura 26. Posición en planta viaducto V4 antes y después de la maniobra de ripado

La maniobra de ripado se llevó a cabo en las siguientes fases:

- 1) En el viaducto V1 y sobre los diafragmas de ambas pilas se ejecutaron apoyos para la elevación mediante dos gatos hidráulicos del viaducto V4 (en el estribo E.1-1 se hizo uso de una grúa) para levantar el viaducto V4 unos 20 cm, despegándolo de todos los apoyos auxiliares de lanzamiento (vigas transversales) (Figura 24).
- 2) Una vez despegado el viaducto V4 de todos sus apoyos auxiliares, se colocaron en las pilas P.1-1 y P.1-2 unos patines sobre los carriles de deslizamiento previamente instalados. Después de haber instalado los patines en las pilas, se quitaron todos los apoyos auxiliares de lanzamiento y se apoyó el viaducto sobre los patines de deslizamiento (sujetándolo en la sección del estribo con la grúa) (Figura 25).
- 3) Por limitación de carreras de gatos de los patines en las pilas, se llevó a cabo la maniobra de ripado en seis fases (Figuras 27A, 27B, 27C, 27D, 29A y 29B) trasladando el viaducto V4 en el estribo E.1-1 unos 1,586 m, en la pila P.1-1 unos 3,465 m y en la pila P.1-2 unos 5,900 m (Figura 26). Para evitar movimientos no deseados en dirección transversal, se dispuso un sistema de frenado en el sentido positivo del movimiento de traslación en los carriles y de trácteles en el sentido negativo.



Figura 27A. Ripado, fase inicial



Figura 27B. Ripado, fase intermedia



Figura 27C. Ripado, fase intermedia



Figura 27D. Ripado, fase final

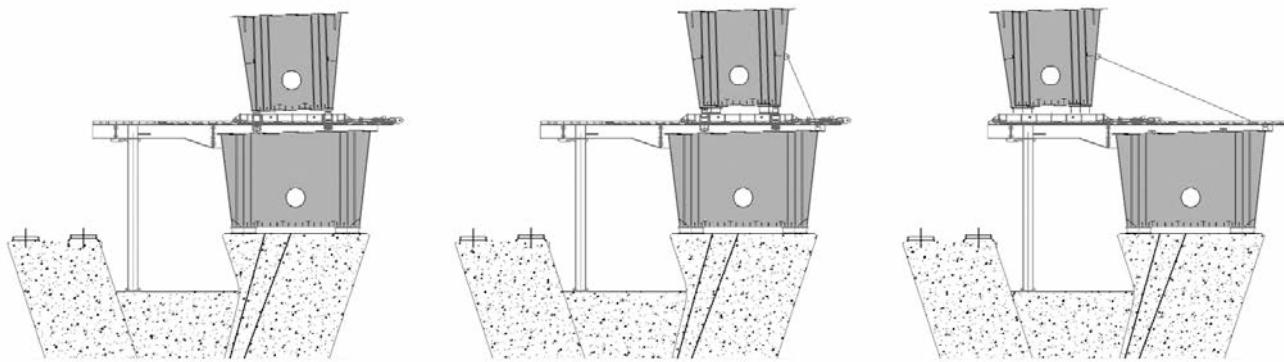


Figura 28. Alzados de las fases de ripado en la pila P.1-2



Figuras 29A y 29B. Posición relativa de los viaductos V1 y V4 antes y después de realizar el ripado

Una vez terminado el ripado del viaducto V4, se instalaron topes laterales en los carriles fijando de esta manera el viaducto V4 contra el viaducto V1 y las estructuras auxiliares correspondientes (Figura 28).

Las estructuras auxiliares necesarias para la maniobra de ripado no se desmontaron hasta la finalización de la maniobra de izado dado que varias de ellas hicieron falta para dicha maniobra.

4.2. Maniobra de izado

Una vez colocado el viaducto V4 paralelo a su posición definitiva (posición final de la maniobra de ripado), el objetivo de la maniobra de izado fue trasladarlo unos 4,400 m horizontalmente (Figura 30) y después bajarlo 5,559 m para dejarlo descansar sobre los apoyos definitivos.

Para ello se diseñaron una serie de estructuras auxiliares:

- 2 pórticosdobles de izado desmontables de una luz de 10,80 m, un ancho entre patas de 4,400 m y una altura máxima de aproximadamente 12,90 m. Los pórticos fueron suministrados por parte de la empresa responsable de las maniobras para levantar una carga vertical máxima por pórtico doble de aproximadamente 367 t y para aguantar una carga máxima horizontal de 41 t (Figura 31A y 31B).

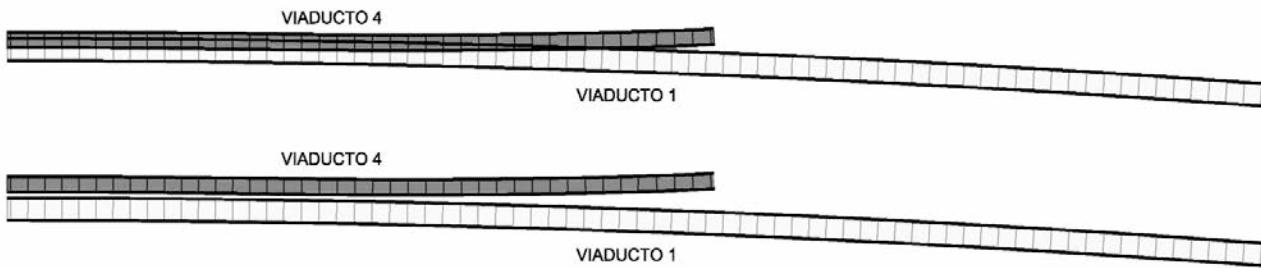


Figura 30. Posición en planta viaducto V4 antes y después de la maniobra de izado



Figura 31A. Pórticos para izado (Vista 1)



Figura 31B. Pórtico de izado (Vista 2)



Figura 32. Ménsula de apoyo de la pata larga del pórtico

- Ménsulas auxiliares dentro del viaducto para transmitir las reacciones de las patas cortas de los pórticos al viaducto
- Torre auxiliar en la pila P.1-2 para transmitir las reacciones de las patas largas de los pórticos al terreno
- Ménsulas de perfiles armados y barras pretensadas en la pila P.1-1 para transmitir las reacciones a

la pila (no fue posible usar una torre auxiliar para no estorbar el camino de acceso a los estribos) (Figura 32).

Una vez terminadas todas las instalaciones necesarias, se comenzó la maniobra de izado (Figura 33).

La maniobra de izado se llevó a cabo en las siguientes fases:

- 1) Primero se levantó el cajón simultáneamente unos 20 cm en los tres puntos de apoyo, en las dos pilas mediante los pórticos de izado y en el estribo con una grúa de apoyo, registrando una reacción total de 66 t en el estribo E.1-1, una reacción total de 318 t en la pila P.1-1 y una reacción total de 219 t en la pila P.1-2. Tras haber levantado el viaducto V4 completamente, se retiraron los carriles de ripado y se plegaron unas ménsulas auxiliares por debajo de los carriles.
- 2) Despues se trasladó el cajón unos 4,400 m horizontalmente, moviéndolo 0,500 m en las fases uno a ocho y 0,400 m en la novena fase (Figuras 34A y 34B).
- 3) Tras haber llegado con el cajón a su posición final en planta, se comenzó a bajar en 12 fases (en las fases

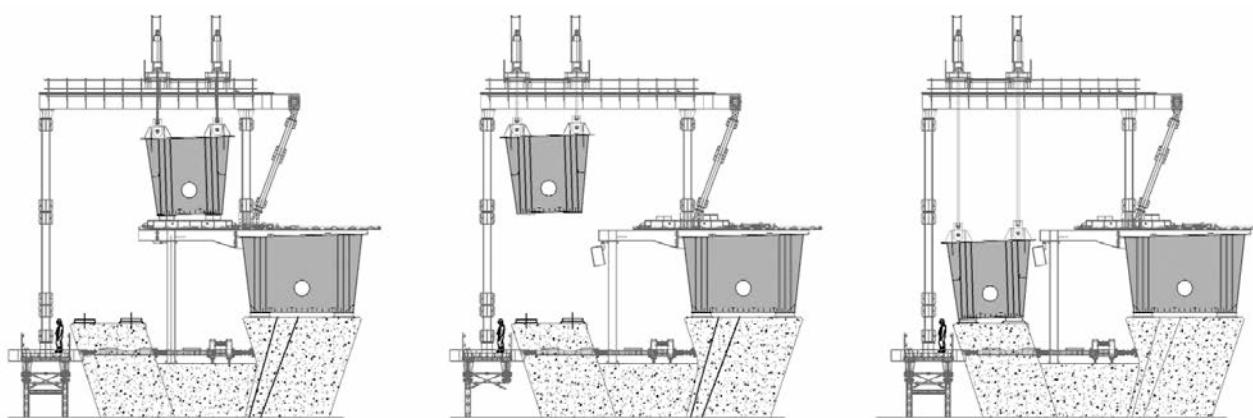


Figura 33. Alzados de las fases de izado



Figura 34A. Izado del viaducto V4 desde 3 puntos



Figura 34B. Traslación del viaducto



Figura 35A. Izado del viaducto V4 durante la translación vertical



Figura 35B. Descenso del viaducto V4

uno a diez 0,500 m por fase; en la fase once 0,300 m; y en la fase doce 0,259 m) hasta dejarlo descansar sobre sus apoyos definitivos (Figuras 35A y 35B).

Finalmente se desmontaron todas las estructuras auxiliares de ripado e izado y se completó el montaje del viaducto V4 mediante grúas (Figura 36).



Figura 36. Montaje con grúa del resto del viaducto V4



Figura 37. Vista en primer plano de la Plataforma 1 y la grúa de izado, al fondo la Plataforma 2

5. MONTAJE DEL VIADUCTO V3

Los problemas de acceso y el reducido radio de curvatura del viaducto V3 ($R = 155$ m) determinaron el proceso constructivo del mismo. Después de haber descartado varias soluciones constructivas, se optó finalmente por montarlo con grúa.

5.1. Medios e instalaciones auxiliares

Para posibilitar el montaje con grúa fue necesario construir e instalar una serie de medios auxiliares (Figura 37):

1) *Plataforma 1* (para la colocación de los tramos 1 a 5): La ubicación más adecuada para colocar la grúa fue al lado de la pila P3-1. Considerando que la grúa tipo LR 1750 dispone de una pluma de 85 m de altura, que el tramo máximo a colocar fue de 228 t y que el brazo máximo de colocación de tramos fue de 34 m, se hizo necesario establecer una plataforma resistente de aproximadamente 1.000 m². Situando la plataforma en una ladera al lado de un muro verde, se requirió reforzar el terreno con 52 micropilotes con dos vigas de reparto correspondientes y una zapata de hormigón armado para el reparto de carga, con un volumen total de hormigón de 193 m³.

2) *Plataforma 2* (para la colocación de los tramos 6 a 10): Por falta de superficie para colocar una grúa en las inmediaciones de la pila P3-2, se creó una plataforma artificial al lado de la orilla del río Cadagua. Para ello se construyó un muro de escollera de una altura de aproximadamente 13,5 m, rellenando los trasdos con aproximadamente 18.000 m³ de tierras. Una vez terminada la construcción del viaducto V3, se quitó la plataforma auxiliar.

3) *Torres auxiliares*: Por el elevado peso total del cajón metálico del viaducto V3 de aproximadamente 1.650 t (peso vano 1 de 400 t, peso vano 2 de 795 t y peso

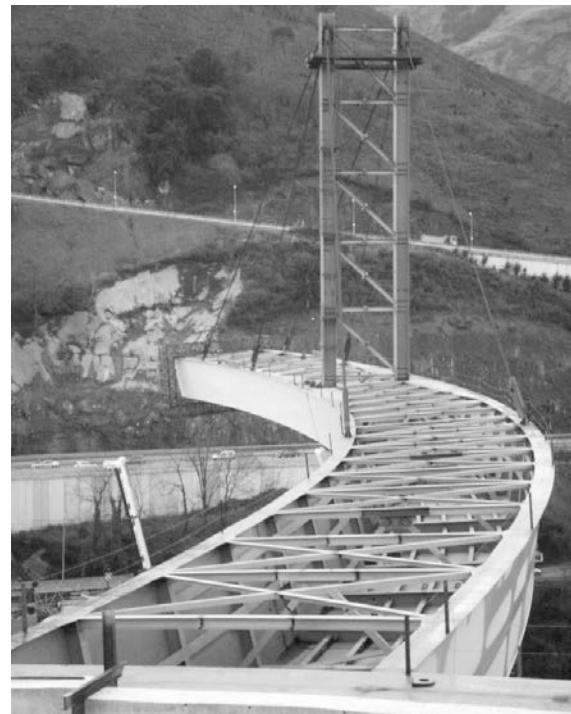


Figura 38. Mástil de atirantamiento

de vano 3 de 495 t), no fue posible colocar vanos entreos mediante grúa. Por lo tanto se optó por utilizar dos torres auxiliares en el vano 1, dos en el vano 3 y una torre en el vano 2. Inicialmente se pretendió también colocar una sexta torre en el vano 2, pero por falta de espacio y acceso no fue posible colocarla por delante de la pila P3-1.

4) *Mástil de atirantamiento*: Como se ha comentado antes, no fue posible ubicar un segundo apoyo provisional para el vano 2, por lo que se decidió hacer uso de un mástil de atirantamiento por encima de la pila P3-1 (Figura 38). Se diseñó dicho mástil de una altu-

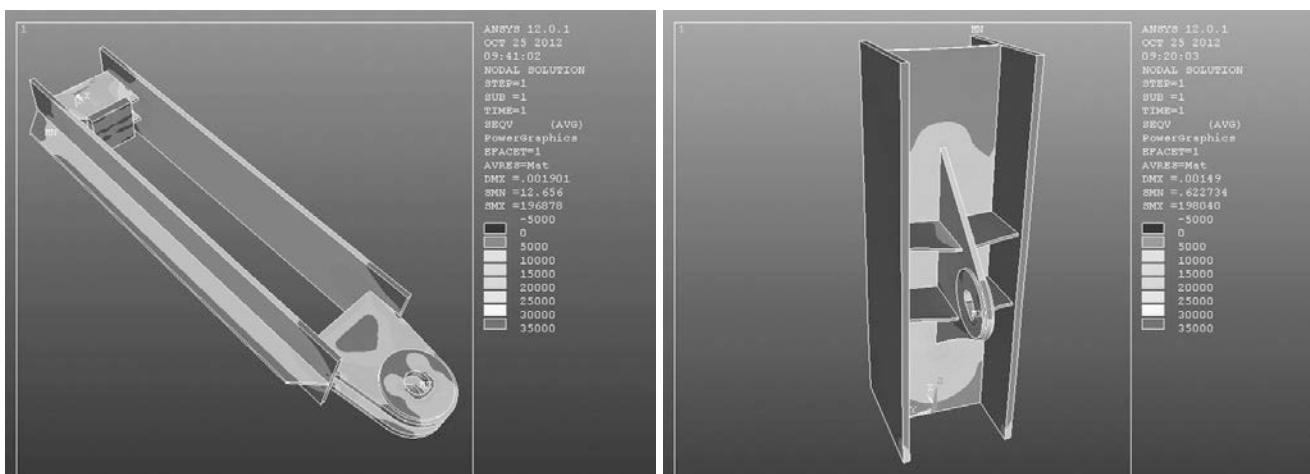


Figura 39. Verificaciones de los elementos de anclaje mediante cálculos de elementos finitos

ra de 26,7 m y de un ancho de 5,5 m entre ejes para transmitir las fuerzas de los tirantes a través del diafragma a la pila P.3-1.

5) *Rótulas de unión de cables:* Se optó por una unión rotulada entre cable/tablero y cable/mástil por las siguientes razones: Primero, esa unión garantizaba una instalación rápida de tirantes por poder instalarlos completamente en el suelo y por poder unirlos mediante bulones. Segundo, esa unión permitía un giro longitudinal absorbiendo pequeñas tolerancias durante el proceso de tesado y retesado. Y tercero, se posibilitó una desinstalación rápida por poder quitar los bulones rápidamente. Los elementos de anclaje y de unión, diseñados únicamente para el tesado temporal de los cables del mástil, se verificaron mediante cálculos de elementos finitos, controlando la tensión máxima durante todo el proceso de tesado (Figura 39).

5.2. Maniobra de montaje

Tal y como se ilustra en la figura 40, se comenzó el montaje del viaducto V3 desde el estribo E.3-1, colocando el primer tramo de 20,8 m de largo, apoyándolo sobre el estribo y la primera torre auxiliar. Después se colocaron el tramo dos de 36,3 m y el tramo tres de 27,1 m, llegando a la pila P.3-1. A continuación se colocó el tramo cuatro de 28,1 m en voladizo.

Tras haber finalizado el montaje de los cuatro primeros tramos, se colocó el mástil por encima del diafragma

de pila. Posteriormente se instalaron los tirantes con sus anclajes correspondientes y se llevó a cabo la primera fase de tesado [5], [6], [7], tesando el cable trasero interior con una fuerza de 124,1 t, el cable trasero exterior con una fuerza de 61,9 t, el cable delantero interior con una fuerza de 157,8 t y el cable delantero exterior con una fuerza de 79,1 t.

Una vez terminado el primer tesado, se colocó el tramo cinco de 16,5 m en voladizo, registrando (debido al tramo colocado) un aumento de tensiones en los cables ya instalados. Con el fin de obtener la deformación teórica del viaducto completo después de la colocación del último tramo del viaducto, se instaló un segundo plano delantero de cables, tesando el cable delantero 2 interior con una fuerza de 204,7 t y el cable delantero 2 exterior con una fuerza de 171,7 t y retesando los cables traseros dejándolos con una fuerza de 263,0 t (cable trasero interior) y de 183,4 t (cable trasero exterior). Los cables delanteros del primer plano perdieron carga y se mantuvieron con una carga de 66,9 t (cable delantero 1 interior) y una carga de 9,9 t (cable delantero 1 exterior).

Evitando el posterior levantamiento del viaducto V3 en el primer vano durante la colocación del último tramo, se fijó el cajón en la sección de la segunda torre auxiliar contra la cimentación mediante dos tirantes, tesándolos con una fuerza de 66,0 t (cable interior) y 10,0 t (cable exterior) (Figura 41).

Tras haber finalizado el montaje desde el estribo E.3-1, se desmontó la grúa tipo LR 1750 de la plataforma

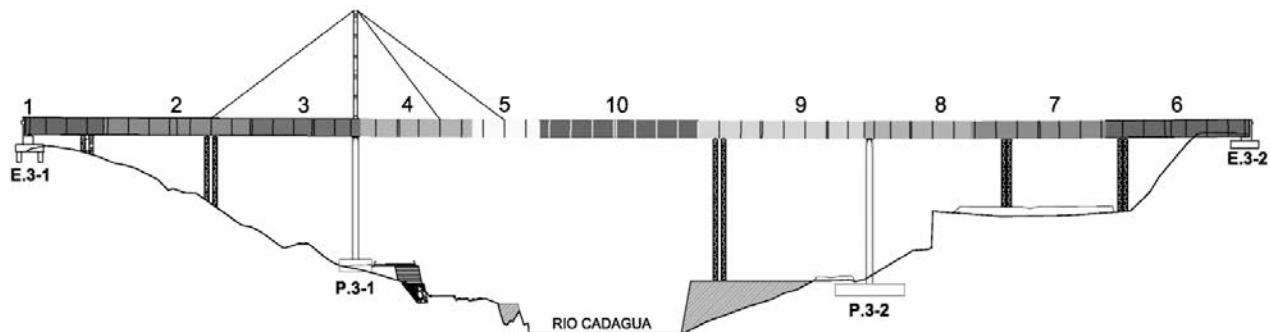


Figura 40. Esquema de alzado del viaducto V3 con todos los elementos auxiliares de montaje, ilustrando las fases de montaje e incluyendo la colocación de la dovela central nº 10



Figura 41. Montaje del viaducto V3 después de la colocación del tramo cinco

1 al lado de la pila P.3-1 y se montó la grúa tipo LR 1600 de la plataforma 2 al lado de la pila P.3-2. Despues se comenzó el montaje del sexto tramo de una longitud de 36,7 m desde el estribo E.3-2, apoyando los extremos sobre el estribo y la quinta torre auxiliar. Se continuó con el montaje de los tramos siete (longitud de 33,2 m, apoyándolo sobre el tramo anterior y la torre cuatro), ocho (longitud de 26,2 m, apoyándolo sobre el tramo anterior y la pila P.3-2) y nueve (longitud de 43,9 m, apoyándolo sobre el tramo anterior y la pila torre auxiliar tres).

Finalmente se colocó la dovela central de 36,2 m de longitud, uniéndola con los tramos cinco y nueve, registrando en los cables las siguientes fuerzas:

- Cable trasero interior: 294,3 t
- Cable trasero exterior: 204,3 t
- Cable delantero 1 interior: 77,6 t
- Cable delantero 1 exterior: 13,3 t

- Cable delantero 2 interior: 227,8 t
- Cable delantero 2 exterior: 190,1 t

Posteriormente, después haber terminado todas las soldaduras de uniones de montaje, se desapareon las torres auxiliares, se destesaron los cables auxiliares y se desmontaron todos los elementos de montaje.

Despues de haber quitado todos los medios auxiliares de montaje, se ubicaron las prelosas mediante grúa, se colocó la armadura y se hormigonó el tablero.

6. CONCLUSIONES

La alternativa al montaje clásico con grúa de puentes mixtos, que se detalla en este artículo, nos presenta una nueva visión del proceso constructivo de puentes. La fusión de los diferentes procesos (montaje con grúas, lanzamiento longitudinal, ripado, izado, atirantamientos provisionales, etc.) se hace realidad en el Enlace del Cadagua. Véase la figura 42.

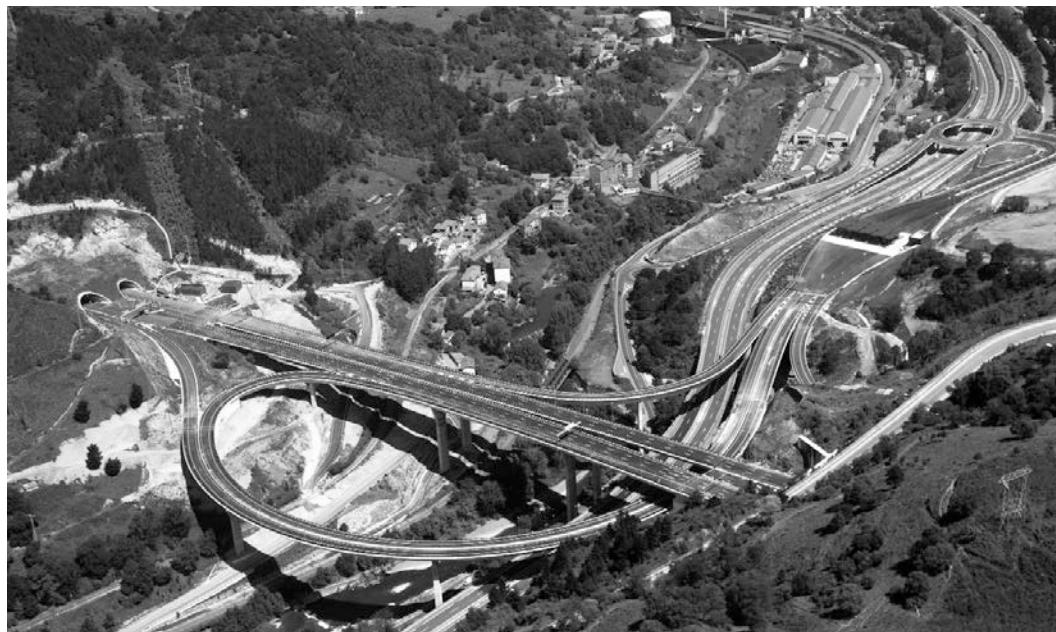


Figura 42. Vista aerea de la obra terminada

El engranaje de estos procesos estaba encaminado a la búsqueda de la mejor solución técnico – económica posible, que posibilitara el lanzamiento conjunto de dos puentes con curvaturas diferentes (V1 – V4) y (V2 – VR2), así como el montaje del viaducto V3 con un gran vano central sobre el río Cadagua.

REFERENCIAS

- [1] MARTÍNEZ, J.M. "Think lateral for tandem launch. World first on Cadagua Bridge". *VSL NEWS magazine*, 2010, nº 2, p. 32-38.
- [2] ENV 1993-2 :1997. *European Prestandard Eurocode 3 - Part 2: Steel bridges*. Brussels: CEN, 1997.
- [3] EN 1993-2 :2006. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel bridges*. Brussels: CEN, 2006.

[4] SANZ, D.; BELLOD, J.L.; TANNER, P. "Proyectos de montaje de viaductos mixtos". *V Congreso Internacional de Estructuras ACHE*, Barcelona 25-27 de octubre de 2011. Madrid: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, 2011. ISBN: 978-84-89670-73-0.

[5] *Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study*. Report No. FHWA-HRT-05-083. 2007.

[6] EN 1991-1-4: 2005. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*. Brussels: CEN, 2005.

[7] *Acceptance of stay cable systems using prestressing steels*. Lausanne: FIB, 2005. 80 p. (FIB Recommendation, Bulletin 30). ISBN: 978-2-88394-070-3.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Nombre de la obra:

Proyecto de construcción de la infraestructura de la fase I de la Variante Sur Metropolitana. Tramo 6. Enlace de Cadagua

Nombre de las estructuras:

Viaductos V1, V2, VR2, V3, V4

Promotor:

Sociedad Foral Interbiak Bizkaiko Hegoaldeko Akzesibilitatea, S. A.

Dirección de Obra:

Miguel Gil, Eduardo Casado

Consultora encargada del Proyecto de las Estructuras:

Carlos Fernández Casado S.L.

Autores del Proyecto de las Estructuras:

Javier Manterola Armisén, Miguel Ángel Gil Ginés

Autores del Proyecto Constructivo:

Narciso Pulido Asín, Rüdiger Spengler, Rafael Pérez Valencia

Empresa Constructora:

UTE Enlace de Cadagua (SACYR – EXBASA)

Gerente de la obra: Tomás Hernández

Jefe de Obra: Jorge González Aranguren

Jefe de Producción: Rebecca Enríquez, Juan Pablo Durán

Jefe de Oficina Técnica: Agustín Redero García

Jefe de Topografía: Federico Cerrajería

Asistencia Técnica a la Dirección de Obra:

UTE DAIR – FULCRUM – GEOCONSULT –

IDOM, HEGOALDE (IDOM Ingeniería Internacional, S. A.)

– DAIR Ingenieros, S. L. – FULCRUM, S. A. – Geoconsult, S. A.)

Taller de fabricación de Estructura Metálica:

URSSA S. Coop. Construcciones Metálicas,
ASCAMÓN-JOAMA

Empresa especialista maniobras heavy lifting:

VSL CTT-STRONGHOLD, S. A.

Detalles de conexión estructural entre acero y hormigón en la edificación

Concrete-steel structural connection details in building

Jorge Aparicio García⁽¹⁾

Recibido | Received: 28-11-2011
Aceptado | Accepted: 24-07-2012

Resumen

El presente artículo trata de hacer un breve compendio de diferentes tipos de conexión estructural entre elementos de acero y otros de hormigón armado en el ámbito de la edificación. En concreto describe diferentes detalles de conexión a punzonamiento entre soportes metálicos y forjados de hormigón, así como detalles de conexión de vigas mixtas a soportes de hormigón con procedimiento constructivo tal, que minimiza o evita el llevar equipos de soldadores a obra. Además se concluye con la presentación de varias propuestas de desarrollo tecnológico de productos industriales para los talleres metálicos.

Palabras clave: punzonamiento, conexión mixta hormigón-acero, vigas mixtas, tipología estructural, taller metálico.

Abstract

This article is a brief summary of different types of structural connections between steel and other elements of reinforced concrete in the building industry. To be more precise, the article describes different punching connection details between metallic supports and concrete decks, and connection details between composite beams and concrete supports, with the constructive procedures that allow minimizing or preventing from bringing welder teams on site. Furthermore, the article concludes with a presentation of different proposals for product development of industrial devices for steel workshops.

Keywords: punching, concrete-steel composite connection, composite beams, structural typology, metal workshop.

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

Persona de contacto / Corresponding author: ingeturarte@telefonica.net

1. INTRODUCCIÓN

El cada vez más frecuente empleo de estructuras metálicas en combinación con el hormigón para generar, bien estructuras mixtas, bien detalles de transición de subestructuras metálicas a otras de hormigón, merece un especial estudio técnico.

En concreto se plantea, genéricamente, el desarrollo teórico-práctico de dos campos concretos especialmente relevantes por dos razones: el ahorro en el transporte que se puede generar y el incremento de competitividad que puede suponer para los talleres metálicos en el mercado de las vigas prefabricadas. Estos dos campos son:

- Detalles de conexión de pilares metálicos con forjados de hormigón.
- Vigas metálicas descolgadas trabajando de forma mixta en combinación con forjados de losas de hormigón sobre soportes hormigón.

La metodología de diseño de los detalles, muchos de ellos ejecutados, ha estado sustentada en cálculos simplificados con base, siempre, en la normativa española específica vigente en cada momento: CTE [1], [2], la RPX[3] y la EHE[4], [5] y en la americana ACI 318-99 [11].

El objeto del presente documento es, principalmente, la descripción tipológica de cada detalle en orden a

realizar un breve resumen de diferentes soluciones técnicas a un problema cada vez más habitual de conexión entre soportes de acero y forjados de hormigón o de soportes de hormigón con vigas mixtas.

El desarrollo de las soluciones ha estado fundamentado en el trabajo técnico desarrollado por el autor, bajo la dirección de D. Julio Martínez Calzón, en la empresa MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA S.L. para los detalles de los apartados 2.2, 2.3, 3.1 y 3.2; y en INGETURARTE S.L. para el resto de detalles, salvo el detalle del apartado 2.6 que forma parte de la investigación en curso en la Universidad Politécnica de Madrid correspondiente a la Tesis Doctoral de D. Antonio Aznar [9 y 10].

El soporte científico-técnico para el cálculo de los detalles se encuentra recogido en las referencias [1] a [15].

2. TIPOS DE DETALLES DE CONEXIÓN ENTRE FORJADOS DE HORMIGÓN Y SOPORTES METÁLICOS

2.1. Detalles de punzonamiento tradicionales de unión de soportes metálicos con forjados de hormigón

Los detalles tradicionales de conexión de forjados de hormigón con soportes metálicos (Figura 1) están resueltos por crucetas de perfiles en U soldados al so-

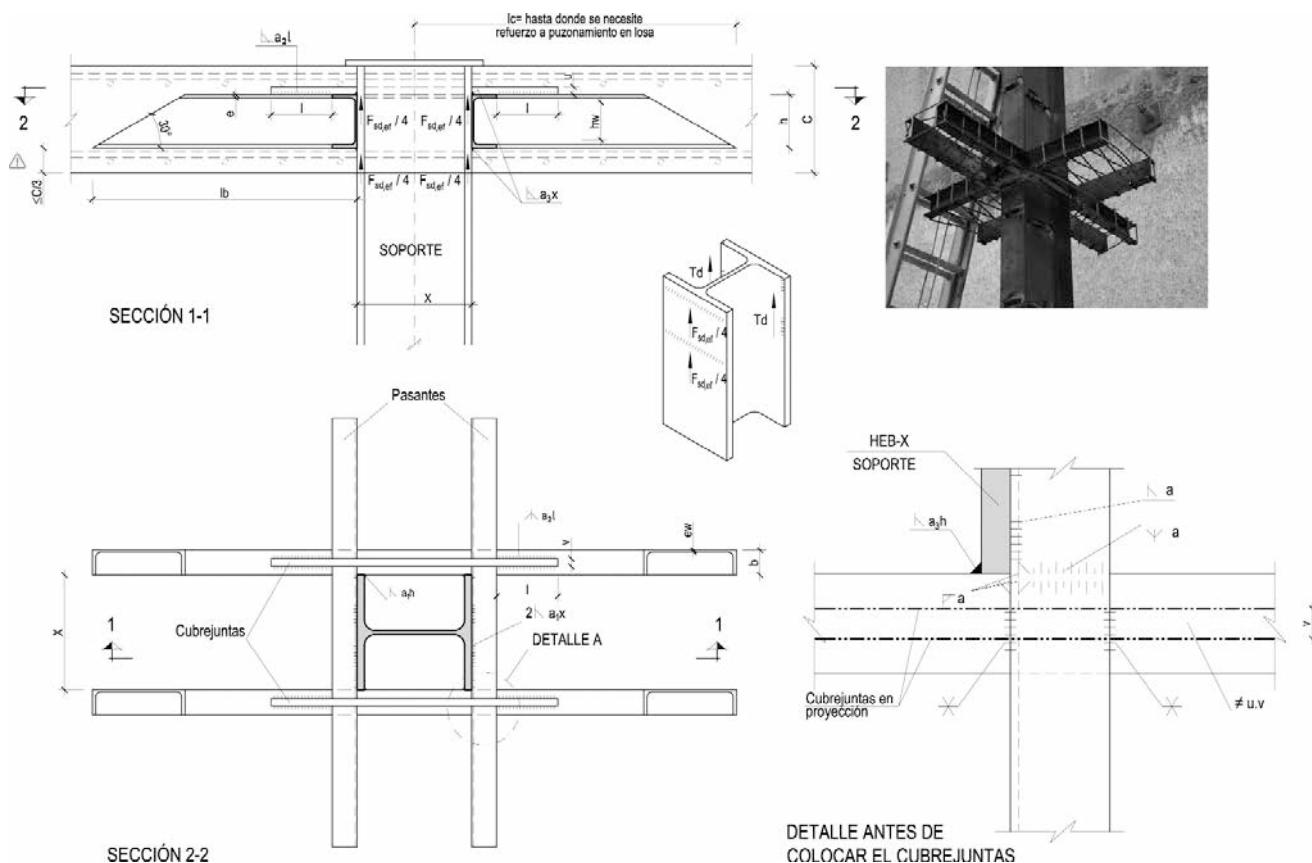


Figura 1. Detalle tipo tradicional de conexión de soporte metálico con losa de hormigón mediante crucetas metálicas

Tabla 1. Cálculo de crucetas tradicionales (Ver Figura 1)

CÁLCULO DE DETALLE DE CRUCETAS TRADICIONALES				
Referencia	Valor	UD	Fórmula o límite	Comentario
Estimación de las cargas de punzonamiento				
CTk	9,00	kN/m ²		Carga total característica del forjado
At	16,00	m ²		Área tributaria del soporte
γ_a	1,50	-		Coeficiente de mayoración de acciones
F _{sd}	216	kN	$F_{sd} = CTk * At * \gamma_a$	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo
β	1,15	-		Coeficiente de excentricidad de carga de punzonamiento
F _{sd,ef}	248	kN	$F_{sd,ef} = F_{sd} * \beta$	Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo
Características del acero estructural				
f _{yk}	27,50	kN/cm ²		Tensión del límite elástico del material de base
γ_m	1,1	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero
f _{yd}	25,00	kN/cm ²	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$	Resistencia de cálculo del acero a tracción
γ_{m2}	1,73	-	$\gamma_{m2} = \sqrt{3}$	Coeficiente de minoración de resistencias a cortante
τ_{yd}	14,43	kN/cm ²	$\tau_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m2}$	Resistencia de cálculo del acero a cortante
Comprobación de capacidad última a punzonamiento por el cortante resistente de las crucetas				
Perfil cru	UPN	-		Tipo de perfil de cruceta
h	14,0	cm		Canto de cruceta
Nºperf	8	nº		Número de ramas de cruceta
e	1,0	cm		Espesor de ala de cruceta
b	6,0	cm		Ancho de ala de cruceta
Nºalm	1	nº		Número de almas por perfil de rama
e _w	0,7	cm		Espesor de alma de cruceta
h _w	12,0	cm		Alma efectiva a cortante de cruceta
F _{su,ef} 1	970	kN	$F_{su,ef} 1 = N^{\circ}perf * N^{\circ}alm * e_w * h_w * \tau_{yd}$	Esfuerzo último de punzonamiento por capacidad a corte de almas de cruceta
F _{sd,ef} /F _{su,ef} 1	0,26	-	<1	Aprovechamiento de perfiles
Comprobación de capacidad última a punzonamiento por las soldaduras de conexión horizontales críticas. En soportes tipo H o I hay cuatro soldaduras de este tipo, mientras que en soportes tubulares, hay ocho.				
Perfil sop	HEB	-		Tipo de perfil de cruceta
x	16,0	cm		Canto del soporte
Nºsol	4	nº		Número de soldaduras horizontales
a ₁	0,7	cm	$a_1 < 0,7 * e$	Garganta de soldadura horizontal
F _{su,ef} 2	869	kN	$F_{su,ef} 2 = N^{\circ}sol * 0,85 * a_1 * (x - a_1) * \sigma_{yd}$	Esfuerzo último de punzonamiento por capacidad a corte de almas de cruceta
F _{sd,ef} /F _{su,ef2}	0,29	-	<1	Aprovechamiento de soldaduras horizontales críticas
Dimensionamiento de los cubrejuntas para garantizar la tracción del alma superior				
u	1,5	cm		Espesor de cubrejuntas
v	4,0	cm		Ancho de cubrejuntas
A _{sc}	6,0	cm ²	$A_{sc} = u * v > b * e$	Área necesaria de cubrejuntas
a ₂	0,7	cm	$a_2 < 0,7 * e$	Garganta de soldadura horizontal de cubrejuntas
l	8,0	cm		Longitud mínima para definir el cubrejuntas
A _{ssolc}	7,85	cm ²	$A_{ssolc} = 2 * 0,85 * a_2 * (l - 2 * a_2) > b * e$	Área necesaria de soldadura de cubrejuntas
Dimensionamiento de las soldaduras verticales de seguridad adicional para compensación de excentricidades. Estas soldaduras sólo se dimensionan con perfiles H o I en soportes.				
T _d	32	kN	$T_d = F_{sd} * (\beta - 1)$	Fuerza rasante vertical de cálculo por efecto de los momentos a recoger por soldaduras verticales
a ₃	0,5	cm	$a_2 < 0,7 * e_w$	Garganta de soldadura vertical
T _u	120	kN	$T_u = 0,75 * a_3 * (h - a_3) * \sigma_{yd}$	Fuerza rasante vertical última por efecto de los momentos a recoger por soldaduras verticales
T _d /T _u	0,27	-	<1	Aprovechamiento de soldaduras verticales

porte, aproximadamente, a la altura del plano medio del forjado por criterios de espacio entre parrillas de armado de losa. Estas crucetas son de una longitud

tal que se prolonga hasta el perímetro crítico de punzonamiento de la losa, lo que obliga a dimensiones del orden de los dos metros en las dos direcciones

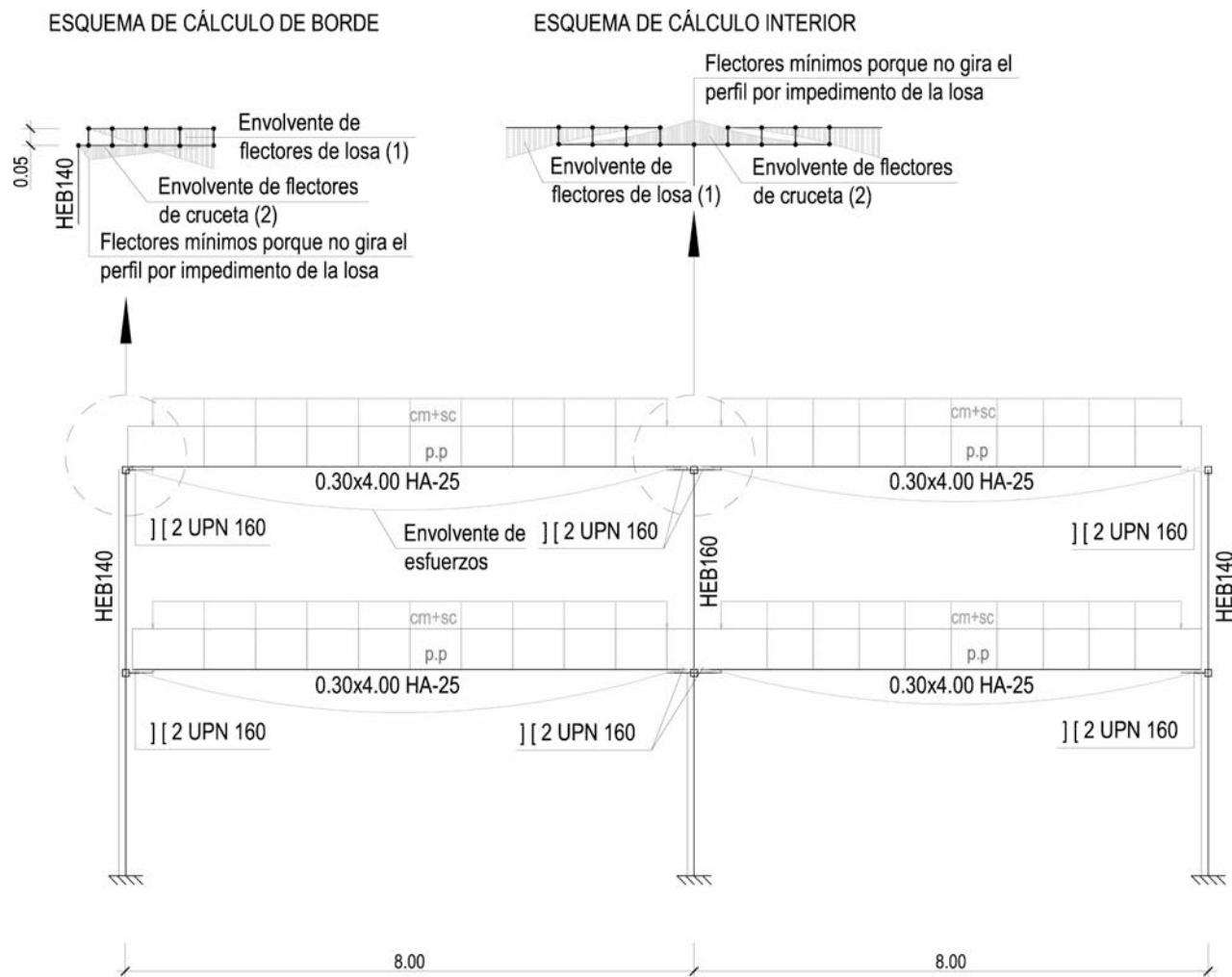


Figura 2. Esquema simplificado de cálculo y funcionamiento de crucetas embebidas en losa de hormigón

transversales a la directriz del soporte en el caso de soportes centrales.

Desde el punto de vista de cálculo la Tabla 1, recoge los pasos a seguir para el dimensionamiento del caso concreto de la Figura 1.

Es de resaltar que, en este detalle, lo importante es la conexión a cortante de crucetas y soportes. La flexión de las crucetas es muy pequeña, dado que tiene que haber compatibilidad entre la deformación de la losa y del perfil. En zonas cercanas a soportes, las losas no giran suficientemente como para que el flector de cruceta, compatible con los desplazamientos de dichas losas, sea importante.

De hecho, la forma de trabajo de la cruceta, en zona de borde o esquina, puede no ser, contra la intuición, en ménsula desde el soporte hasta recoger la losa, sino como una prolongación de la losa que se articula a cortante puro en la unión con el soporte. Esto se demuestra con base en sencillos cálculos de compatibilidad entre cruceta y losa, tal y como se resume gráficamente en la Figura 2.

Para el correcto funcionamiento de este detalle son necesarios los siguientes condicionantes constructivos:

- El perfil de brazos de cruceta dimensionado ha de caber entre las parrillas de armado de losa superior e inferior, lo que puede llegar a ser determinante. Es obligado, si no se quiere tener problemas de durabilidad, estudiar a escala cada solución, teniendo en cuenta los refuerzos de losa cercanos a soportes y los recubrimientos exigidos tanto por vida útil como al fuego.

- El perfil de cruceta ha de tener su ala inferior en el tercio inferior del canto del forjado [6] para que la biela de compresión con inclinación 1V:6H [9] pueda descansar en la misma.
- Ha de cuidarse el hormigonado y vibrado en la zona de losa cercana al soporte para que no haya coqueras.
- El perfil en punta ha de cortarse a 30° para evitar fisuración por gran diferencia de rigidez entre secciones próximas [10].

Este detalle tiene los siguientes condicionantes:

- Complejidad de manejo en el transporte si se ejecuta la unión en taller.
- Posible soldeo en obra de una de las direcciones transversales para facilitar el transporte.

- Soldaduras manuales de difícil ejecución y complicado manejo de los perfiles auxiliares de crucetas a disponer.

Pero también tiene ventajas:

- Ampliamente experimentado y garantía de funcionamiento.
- Certo grado de empotramiento entre losas y soportes que ayudan ante esfuerzos horizontales.
- Quedan protegidos al fuego al quedar embebidos en la losa de hormigón.

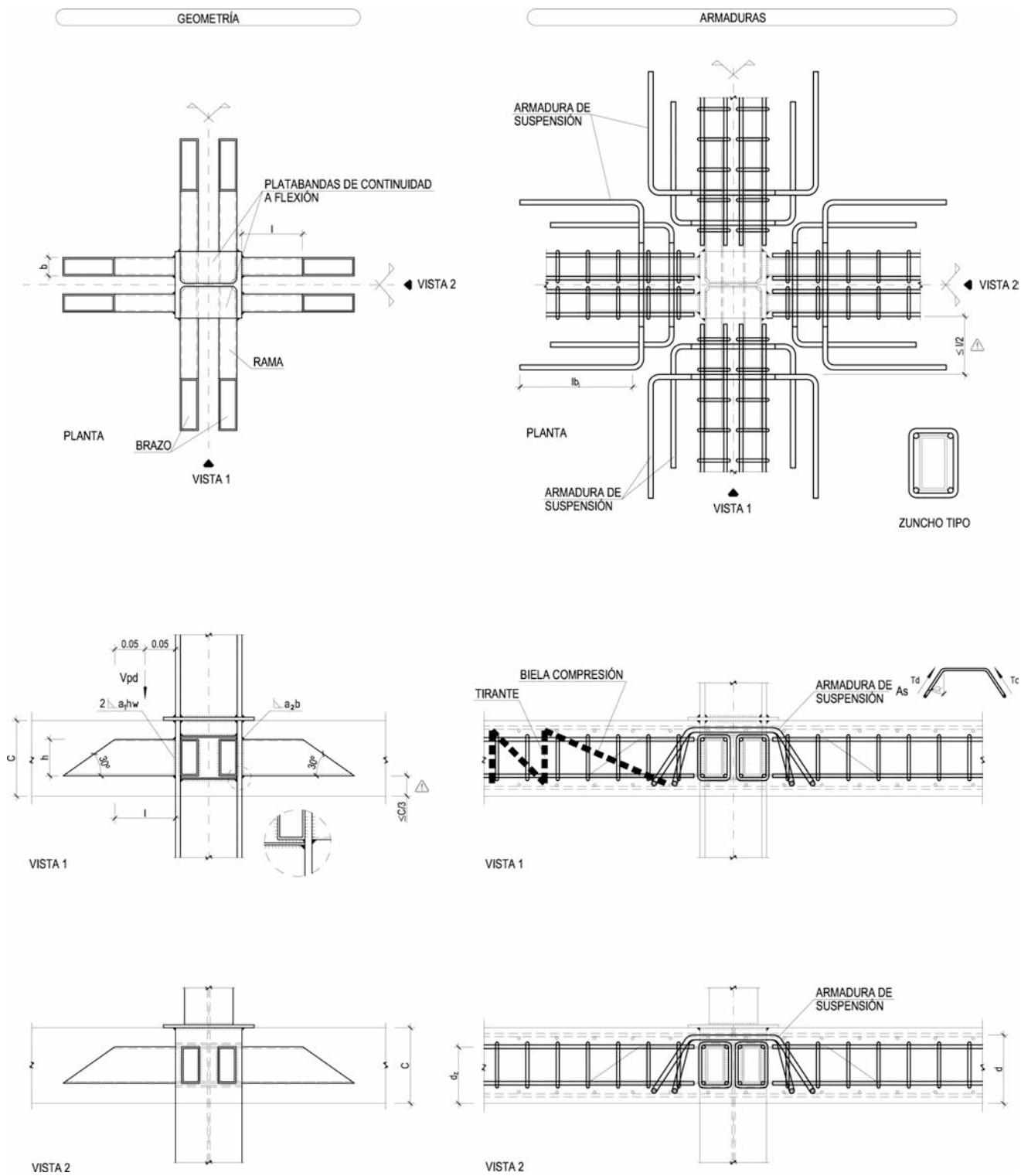


Figura 3. Detalle de punzonamiento entre soportes metálicos y forjados de hormigón con crucetas metálicas recortadas

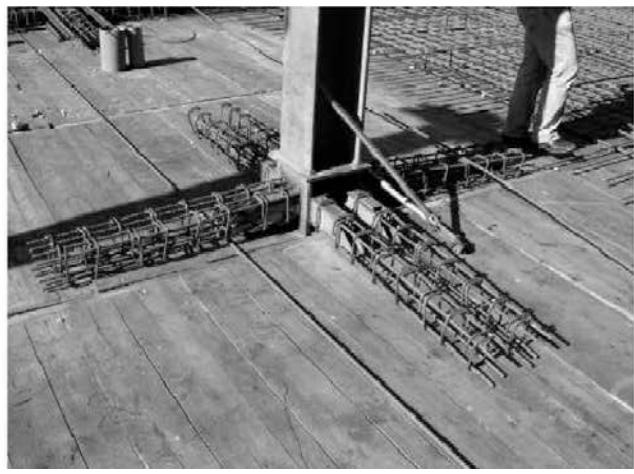
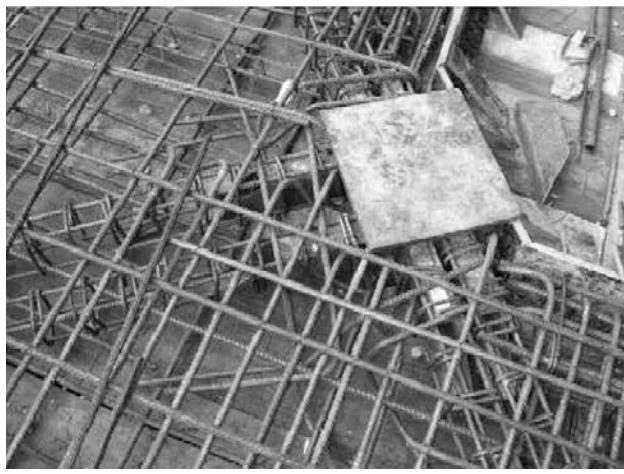
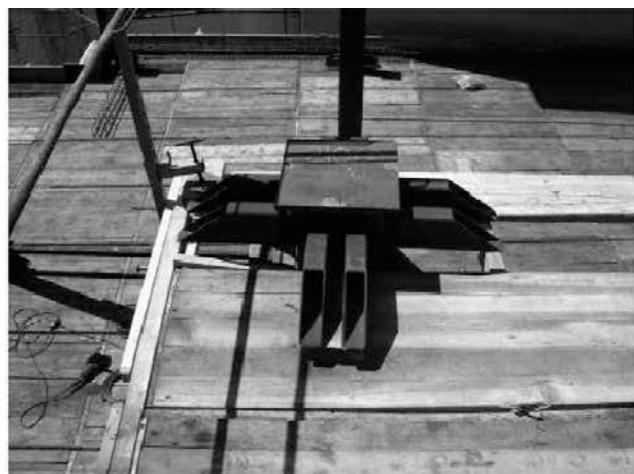
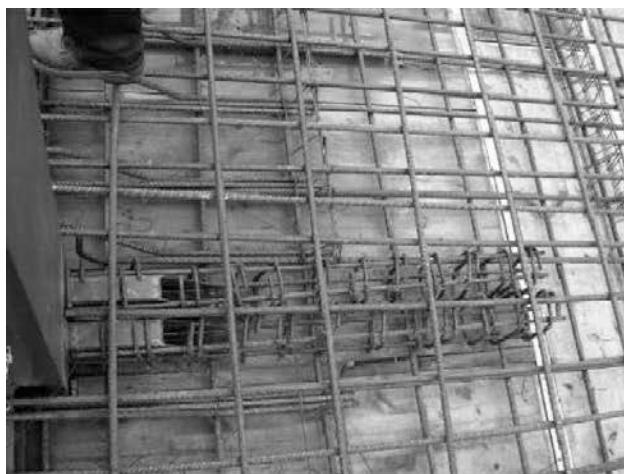


Figura 4. Fotos en obra del detalle de crucetas metálicas recortadas. Cortesía de MC2 Estudio de Ingeniería SL

Estos detalles, han sido sancionados por la experiencia de su ejecución. Además han sufrido, satisfactoriamente, la “prueba de carga” de haber sostenido positivamente el peso del encofrado y el hormigón fresco de las losas de forjado de las plantas inmediatamente superiores, una vez desencofrada la planta. J. Calavera en [7] apunta a que, durante el proceso constructivo, los forjados ya sufren las esfuerzos superiores a las acciones de servicio con los criterios habituales de ejecución para el apuntalamiento, el encofrado y el hormigonado de una losa de forjado.

No apareció fisura alguna en las losas a pesar de su gran esbeltez ($L/30$) y de conseguirse sobrecargas de construcción del orden de las de diseño en servicio con el hormigón aún joven. El detalle consiste en soldar ménsulas muy cortas que recojan las reacciones de punzonamiento de losa lo más cerca posible del pilar.

La filosofía de trabajo es la de ejecutar la mínima ménsula posible, empotrada a los soportes, de forma que recojan la losa a través del armado de suspensión, que es el encargado de localizar la fuerza de punzonamiento en el lugar necesario sobre el perfil para disminuir su momento.

El camino del cortante, a través de la losa, para llegar a las ménsulas metálicas se garantiza mediante zun-

chos de armadura, embebidos en el hormigón, tales que acaban rodeando las citadas ménsulas.

La transferencia del cortante de punzonamiento se hace:

- En parte por la biela de compresión actuando sobre el ala inferior de los perfiles en ménsula y
- En parte por armadura de suspensión ex profeso.

Los dos mecanismos plásticos anteriores de conexión garantizan la transmisión de esfuerzos, pero no se cuantifica en qué medida resiste cada uno, por lo que el diseño se realiza del lado de la seguridad suponiendo que toda la carga se recoge por la armadura de suspensión o a través del zuncho.

Las ménsulas pueden ser perfiles tubulares, IPE-X o HEB-X que han de cumplir las siguientes condiciones:

- La dimensión X ha de ser tal que respete los recubrimientos pedidos tanto al fuego como por durabilidad.
- La capacidad de cortante de los perfiles en ménsula ha de recoger la reacción de punzonamiento esperada.
- La flexión local de transferencia de la carga puntual tributaria de cada ménsula, se supone localizada

Tabla 2. Cálculo de crucetas recortadas (Ver Figura 3)

CÁLCULO DE DETALLE DE CRUCETAS RECORTADAS				
Referencia	Valor	UD	Fórmula o límite	Comentario
Estimación de las cargas de punzonamiento				
CTk	9,00	kN/m ²		Carga total característica del forjado
At	16,00	m ²		Área tributaria del soporte
γ_a	1,50	-		Coeficiente de mayoración de acciones
F_{sd}	216	kN	$F_{sd} = CTk * At * \gamma_a$	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo
β	1,15	-		Coeficiente de excentricidad de carga de punzonamiento
$F_{sd,ef}$	248	kN	$F_{sd,ef} = F_{sd} * \beta$	Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo
Características del acero estructural				
f_{yk}	27,50	kN/cm ²		Tensión del límite elástico del material de base
γ_m	1,1	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero
f_{yd}	25,00	kN/cm ²	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$	Resistencia de cálculo del acero a tracción
γ_{m2}	1,73	-	$\gamma_{m2} = \sqrt{3}$	Coeficiente de minoración de resistencias a cortante
τ_{yd}	14,43	kN/cm ²	$\tau_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m2}$	Resistencia de cálculo del acero a cortante
Comprobación de capacidad última a punzonamiento por el cortante resistente de las crucetas				
Perfil cru	Rect	-	140.60.10	Tipo de perfil de cruceta
h	14,0	cm		Canto de cruceta
Nºbraz	4	nº		Número de brazos de cruceta
Nºperf	8	nº		Número de ramas de cruceta
e	1,0	cm		Espesor de ala de cruceta
b	6,0	cm		Ancho de ala de cruceta
Nºalm	2	nº		Número de almas por perfil de rama
e_w	1,0	cm		Espesor de alma de cruceta
a_1	0,7	cm	$a_1 < 0,7 * e_w$	Garganta de soldadura vertical
h_w	12	cm		Alma efectiva a cortante de cruceta
$F_{su,ef}$ 1	1940	kN	$F_{su,ef} = N^o\ perf * N^o\ alm * a_1 * h_w * \tau_{yd}$	Esfuerzo último de punzonamiento por capacidad a corte de almas de cruceta en zona conexión a soporte. Sólo es accesible la soldadura por un lado
Comprobación de capacidad última a flexión de las alas de las crucetas				
$V_{sd,ef}$	31	kN	$V_{sd,ef} = F_{sd,ef} / n^o\ perf$	Cortante de cálculo efectivo por cruceta
l	0,25	m		Vuelo de cruceta. Ha de ser el mínimo
$M_{sd,ef}$	4	kN.m	$M_{sd,ef} = V_{sd,ef} * 0,5 * l$	Momento de cálculo efectivo por cruceta
U_{sd}	28	kN	$U_{sd} = 100 * M_{sd,ef} / h$	Capacidad a tracción de soldadura superior necesaria
a_2	0,7	cm	$a_2 < 0,7 * e$	Garganta de soldadura horizontal
U_{su}	81	kN	$U_{su} = a_2 * (b - 2 * a_2) * f_{yd}$	Capacidad a tracción de soldadura superior dispuesta
U_{sd} / U_{su}	0,34	-	<1	Aprovechamiento de soldaduras críticas a flexión
Con el criterio de continuidad a flexión de alas superiores se dimensionan los cubrejuntas				
Características del acero de armar				
f_{sk}	50,00	kN/cm ²		Tensión del límite elástico del material de base
γ_M	1,15	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero
f_{sd}	43,48	kN/cm ²	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_m$	Resistencia de cálculo del acero a tracción
γ_{M2}	1,09	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero en cercos
f_{sdv}	40,00	kN/cm ²	$f_{sdv} = f_{sk} / \gamma_{m2}$	Resistencia de cálculo del acero de armar en estribos
Dimensionamiento de la armadura de suspensión				
V_{pd}	62	kN	$V_{pd} = F_{sd,ef} / n^o\ brazo$	Cortante de punzonamiento por brazo
α	30	º		Ángulo de inclinación de armado de suspensión
T_d	36	kN	$T_d = 0,5 * V_{pd} / \cos(\alpha)$	Tracción de punzonamiento por brazo
A_s	0,90	cm ²	$A_s = T_d / f_{sdv}$	Armadura mínima necesaria de suspensión
Las ramas inferiores de las armaduras de suspensión deben prolongarse al menos en la longitud de anclaje				
Los zunchos armados de punzonamiento se dimensionan con base en la EHE, pero teniendo en cuenta que sus cercos tienen un canto útil d_z menor que el correspondiente a la losa d				

mitad de la luz de la misma. Para que esto se garantice, ha de cuidarse la localización de las armaduras de suspensión en la mitad del tramo de ménsula cercano a su empotramiento.

- La transferencia de los esfuerzos de flexión local de las alas del perfil de cruceta a las alas o alma de perfil principal. Eso último se garantiza mediante chapas de transferencia –cubrejuntas– que permiten el autoequilibrado de una ménsula con la simétrica respecto del plano de simetría del soporte en el caso de soportes centrales y la transferencia a las alas o almas del soporte mediante rasante, en caso de pilares de borde o esquina.
- Detalles de soldadura tales que eviten el desgarro laminar en lo posible.

La tabla 2 –en página anterior– recoge los pasos fundamentales a seguir para el dimensionamiento del caso recogido gráficamente en la Figura 3.

Este detalle tiene ventajas notables desde el punto de vista del transporte y ejecución en taller:

- Disminución de las longitudes de los brazos de crucetas, a unos 500 mm, desde el plano de arranque de cruceta en soporte, al borde achaflanado; lo que implica una mínima ocupación transversal del soporte con crucetas soldadas.
- Mejor disposición para el transporte, debiéndose estudiar la posibilidad de facilitar el acopio en camión de tal forma que la unión pueda ser ejecutada por completo en taller.
- Mínimo peso y, por tanto, mejor manejabilidad de los elementos a soldar en el detalle.
- Resolución de la transferencia del punzonamiento a través de zunchos de hormigón dentro de la losa.
- Disminuyen enormemente los factores de diseño de los soportes metálicos, con lo que dichos soportes se pueden calcular prácticamente como biarticulados, disminuyéndose a su vez sus dimensiones en planta

y lográndose consiguientemente mejores aprovechamientos del espacio arquitectónico.

Esta solución tiene un condicionante importante:

- Necesita que núcleos de hormigón u otra subestructura auxiliar recoja los esfuerzos horizontales, ya que se ha de suponer, del lado de la seguridad, que la losa queda suspendida del soporte, salvo que una campaña de ensayos diera el grado de empotramiento.

2.3. Detalles de punzonamiento en bandejas metálicas de apoyo

Otra tipología más clásica, cuyos detalles se desarrollaron para la obra del Gas Natural en Barcelona [18] [19], consiste en la disposición de capiteles o bandejas

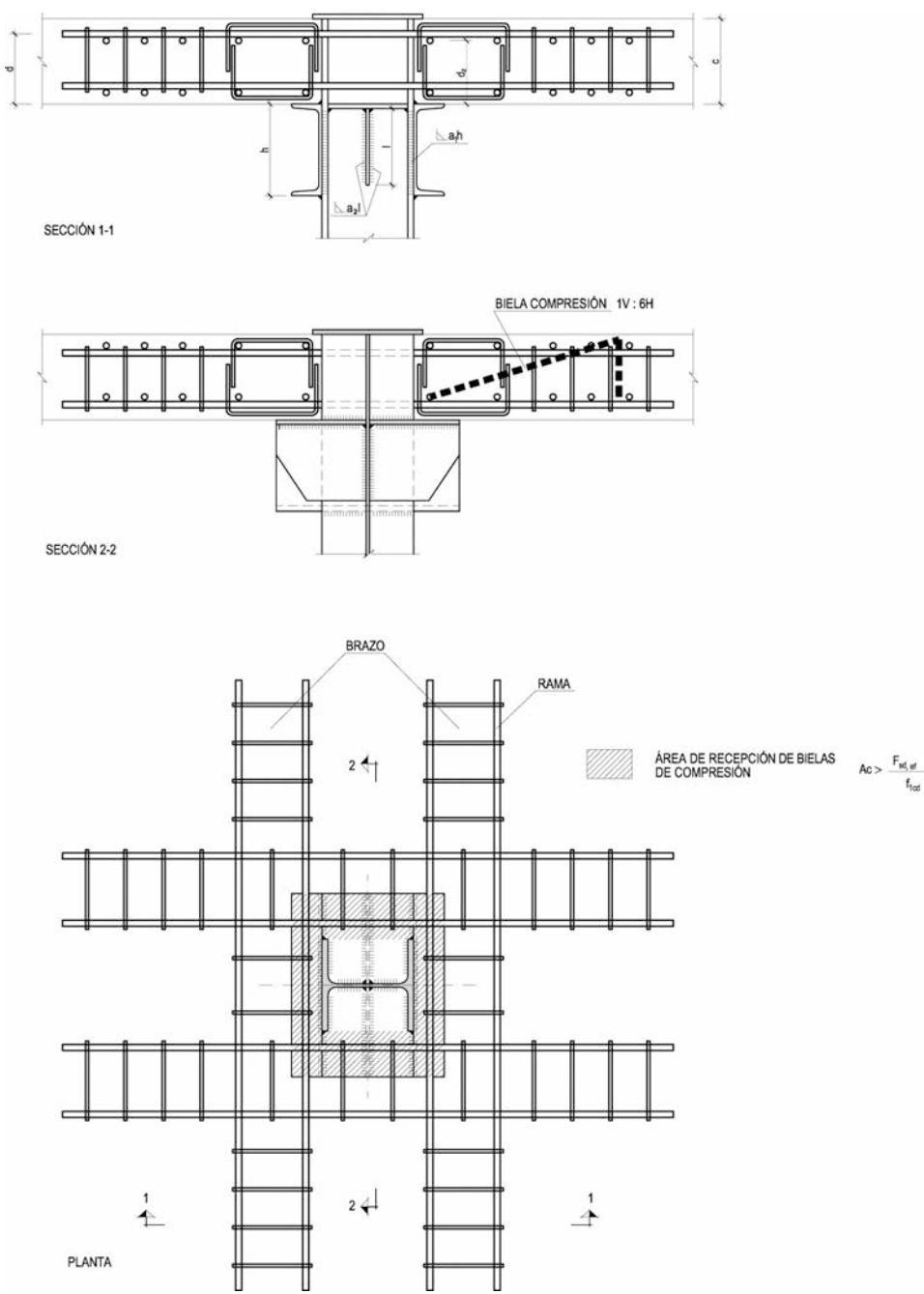


Figura 5. Detalle de punzonamiento entre soportes metálicos y forjados de hormigón con bandejas metálicas

jas metálicas (Figura 5) de recogida de las losas de hormigón.

Desde el punto de vista del cálculo [11] [12] [13], presentan la singularidad de la necesidad de disponer el míni-

mo capitel posible tal que soporte la carga de punzonamiento. Para ello se dimensiona la *mínima huella en planta de capitel o bandeja para que la carga de punzonamiento efectivo no genere tensiones medias superiores a la resistencia máxima del hormigón comprimido*. Los zunchos

Tabla 3. Cálculo de detalle de punzonamiento en solución de bandejas o capiteles (Ver Figura 5)

CÁLCULO DE DETALLE DE PUNZONAMIENTO CON BANDEJAS O CAPITELES				
Referencia	Valor	UD	Fórmula o límite	Comentario
Estimación de las cargas de punzonamiento,				
CTk	9,00	kN/m ²		Carga total característica del forjado
At	16,00	m ²		Área tributaria del soporte
γ _a	1,50	-		Coeficiente de mayoración de acciones
F _{sd}	216	kN	F _{sd} =CTk * At * γ _a	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo
β	1,15	-		Coeficiente de excentricidad de carga de punzonamiento
F _{sd,ef}	248	kN	F _{sd,ef} =F _{sd} * β	Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo
Características del acero estructural				
f _{yk}	27,50	kN/cm ²		Tensión del límite elástico del material de base
γ _m	1,1	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero
f _{yd}	25,00	kN/cm ²	f _{yd} =f _{yk} / γ _m	Resistencia de cálculo del acero a tracción
γ _{m2}	1,73	-	γ _{m2} =√3	Coeficiente de minoración de resistencias a cortante
τ _{yd}	14,43	kN/cm ²	τ _{yd} =f _{yk} / γ _{m2}	Resistencia de cálculo del acero a cortante
Comprobación de capacidad última a punzonamiento por el cortante resistente de las crucetas				
Perfil band	UPN	-		Tipo de perfil de bandeja
h	22,0	cm		Canto del perfil bandeja
nº sol	4	nº		Número de soldaduras verticales
e	1,3	cm		Espesor de ala del perfil bandeja
b	8,5	cm		Ancho de ala del perfil bandeja
Nºalm	1	nº		Número de almas o zonas de alma resistentes por perfil bandeja
e _w	0,95	cm		Espesor de alma de cruceta
a ₁	0,7	cm	a ₁ <0,7 * e _w	Garganta de soldadura vertical
h _w	18,4	cm		Alma efectiva a cortante de cruceta
F _{su,ef} 1	706	kN	F _{su,ef} 1 =Nºsol * a ₁ * h _w * τ _{yd}	Esfuerzo último de punzonamiento por capacidad a corte de almas de cruceta en zona conexión a soporte. Sólo es accesible la soldadura por un lado
F _{sd,ef} /F _{su,ef} 1	0,35	-	<1	Aprovechamiento de perfiles
Características del hormigón de losa				
f _{ck}	2,50	kN/cm ²		Resistencia característica a compresión del hormigón de losa
γ _M	1,5	-		Coeficiente de minoración de resistencias del hormigón
f _{cd}	1,67	kN/cm ²	f _{cd} =f _{ck} / γ _M	Resistencia de cálculo a compresión del hormigón de losa
γ _{M2}	1,18	-	γ _{M2} =1 / 0,85	Coeficiente de minoración de resistencias a cortante
f _{1cd}	1,42	kN/cm ²	f _{1cd} =0,85.f _{cd}	Resistencia máxima del hormigón comprimido
Dimensionamiento de la superficie mínima de bandeja de recepción de carga de punzonamiento				
A _c nec	175	cm ²	A _c =F _{sd,ef} / f _{1cd}	Huella en planta mínima de hormigón necesaria para recibir la carga de punzonamiento
L _c	13	cm	L _c =A _c ^0,5	Lado del cuadrado mínimo
Las ramas inferiores de las armaduras de suspensión deben prolongarse al menos en la longitud de anclaje				
A _c disp	180	cm ²		Área de hormigón cubierta inferiormente según diseño de proyectista
σ _c	1,4	kN/cm ²	σ _c =F _{sd,ef} / A _c disp	Tensión de cálculo para dimensionamiento y comprobación de alas de perfiles de bandeja y demás chapas y rigidizadores
Los zunchos armados de punzonamiento se dimensionan con base en la EHE, pero teniendo en cuenta que los cercos pueden tener un canto útil d_z menor que el correspondiente a la losa d				

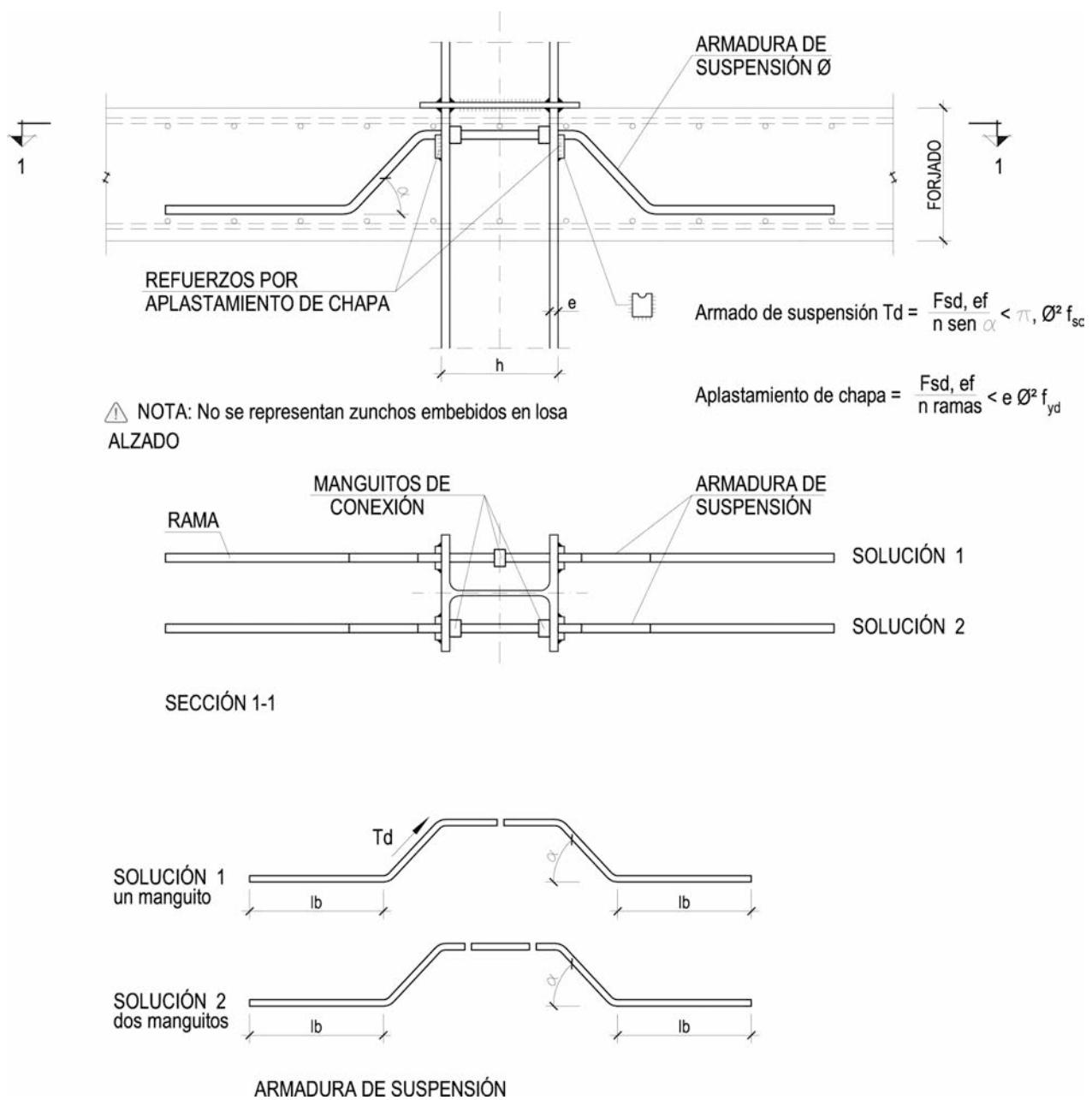


Figura 6. Detalle de punzonamiento de suspensión -sin representación de los zunchos de transferencia embebidos en losa

circundantes se dimensionan convencionalmente con base en la normativa de hormigón.

La tabla 3 –en página anterior– permite seguir los pasos básicos para el dimensionamiento del caso de la Figura 5.

Estos detalles tienen los siguientes condicionantes:

- Las bandejas impiden el paso de bajantes en las cercanías del pilar con lo que implica para la versatilidad arquitectónica requerida en nuestros días
- Necesita que núcleos de hormigón u otra subestructura auxiliar recoja los esfuerzos horizontales, ya supone que la losa queda suspendida del soporte y no es eficaz la rigidez de la unión ante esfuerzos horizontales

La solución en bandejas tiene una ventaja fundamental:

- Es la adecuada en las operaciones de rehabilitación y mantenimiento

2.4. Detalles de punzonamiento de suspensión

A continuación se presenta otro tipo de detalles (Figura 6) que denominaremos de punzonamiento en suspensión. No se han ejecutado nunca, pero su estudio y aplicación es de gran simplicidad.

Esta tipología vincula la conexión de la losa al soporte mediante acero de armar dispuesto como armadura de suspensión en forma de gaviota, a la vez que se puede necesitar un pequeño refuerzo local para evitar el aplastamiento de chapa localizado.

La tabla 4 recoge los cálculos fundamentales a realizar para el dimensionamiento de esta solución.

Tabla 4. Cálculo de detalle de punzonamiento en solución de gaviotas de suspensión

CÁLCULO DE DETALLE DE PUNZONAMIENTO A SUSPENSIÓN				
Referencia	Valor	UD	Fórmula o límite	Comentario
Estimación de las cargas de punzonamiento,				
CTk	9,00	kN/m ²		Carga total característica del forjado
At	16,00	m ²		Área tributaria del soporte
γ_a	1,50	-		Coeficiente de mayoración de acciones
F_{sd}	216	kN	$F_{sd} = CTk * At * \gamma_a$	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo
β	1,15	-		Coeficiente de excentricidad de carga de punzonamiento
$F_{sd,ef}$	248	kN	$F_{sd,ef} = F_{sd} * \beta$	Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo
Características del acero estructural				
f_{yk}	27,50	kN/cm ²		Tensión del límite elástico del material de base
γ_m	1,1	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero
f_{yd}	25,00	kN/cm ²	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$	Resistencia de cálculo del acero a tracción
γ_{m2}	1,73	-	$\gamma_{m2} = \sqrt{3}$	Coeficiente de minoración de resistencias a cortante
τ_{yd}	14,43	kN/cm ²	$\tau_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m2}$	Resistencia de cálculo del acero a cortante
Comprobación de capacidad última del acero estructural por aplastamiento de chapa				
Perfil sop	HEB	-		Tipo de perfil de soporte
h	14,0	cm		Canto de cruceta
n	4	nº		Número de ramas de cada gaviota
e	1,0	cm		Espesor de ala del perfil bandeja
Φ	2,0	cm		Diámetro de la gaviota de armar utilizada
$F_{su,ef} 1$	200	kN	$F_{su,ef} 1 = n * f_{yd} * e * \Phi$	Esfuerzo último de punzonamiento por capacidad a corte de almas de cruceta en zona conexión a soporte. Sólo es accesible la soldadura por un lado
$F_{sd,ef}/F_{su,ef} 1$	1,24	-	Si <1 ok, si no hay que reforzar	Aprovechamiento de ala de soporte
Características del acero de armar				
f_{sk}	50,00	kN/cm ²		Tensión del límite elástico del material de base
γ_m	1,15	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero
f_{sd}	43,48	kN/cm ²	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_m$	Resistencia de cálculo del acero a tracción
γ_{m2}	1,09	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero en cercos
f_{sdv}	40,00	kN/cm ²	$f_{sdv} = f_{sk} / \gamma_{m2}$	Resistencia de cálculo del acero de armar en estribos
Dimensionamiento de la armadura de suspensión				
α	60	º		Angulo de inclinación del armado de suspensión
T_d	72	kN	$T_d = F_{sd,ef} / (n * \operatorname{seno}(\alpha))$	Tracción por rama de gaviota
$A_{s nec}$	1,79	cm ²	$A_{s nec} = T_d / f_{sdv}$	Armadura mínima necesaria de suspensión
$A_{s disp}$	3,14	cm ²	$A_{s disp} = p * \Phi^2$	Armadura mínima dispuesta a suspensión
Las ramas inferiores de las armaduras de suspensión deben prolongarse al menos en la longitud de anclaje				
Los zunchos armados de punzonamiento se dimensionan con base en la EHE, pero teniendo en cuenta que sus cercos tienen un canto útil d_z menor que el correspondiente a la losa d				

La transferencia del cortante de punzonamiento se realiza, dentro del forjado de hormigón, a través de zunchos armados convencionales que llevan las cargas hasta la zona de suspensión. Dentro de este zuncho se anclan las armaduras de cuelgue.

Este detalle tiene ventajas notables desde el punto de vista del transporte y ejecución en taller:

- Eliminación de las soldaduras en obra.
- Transporte mínimo y condicionado por las limitaciones de peso y no de gálibo.
- Resolución de la transferencia del punzonamiento a través de zunchos de hormigón dentro de la losa.
- Absorción de las fuerzas de punzonamiento median-

te esfuerzos de tracción en el acero de armar y de compresión en el acero estructural, siendo una solución de gran ductilidad.

Estos detalles tienen los siguientes condicionantes:

- Se ha de asegurar el solape inferior de la gaviota dentro de la losa de hormigón.
- Necesita que núcleos de hormigón u otra subestructura auxiliar recojan los esfuerzos horizontales, ya que la losa queda suspendida del soporte y no es eficaz en absoluto la rigidez de la unión ante esfuerzos horizontales.
- Es una solución muy delicada ante el fallo local de una de las ramas de la gaviota.

2.5. Detalles de punzonamiento mediante crucetas tradicionales en solución variante de la ACI 318-99

La norma americana ACI 318-99 [11] propone el refuerzo a punzonamiento de losas de hormigón mediante

perfles embebidos y cruzados sobre el eje del soporte, también de hormigón. Con este detalle en acero estructural no se emplean refuerzos a cortante de ferralla adicionales. El cálculo está basado en los ensayos de Corley y Hawkins [14] y [15]. Conceptualmente supone que, en función de las rigideces, parte del cortante

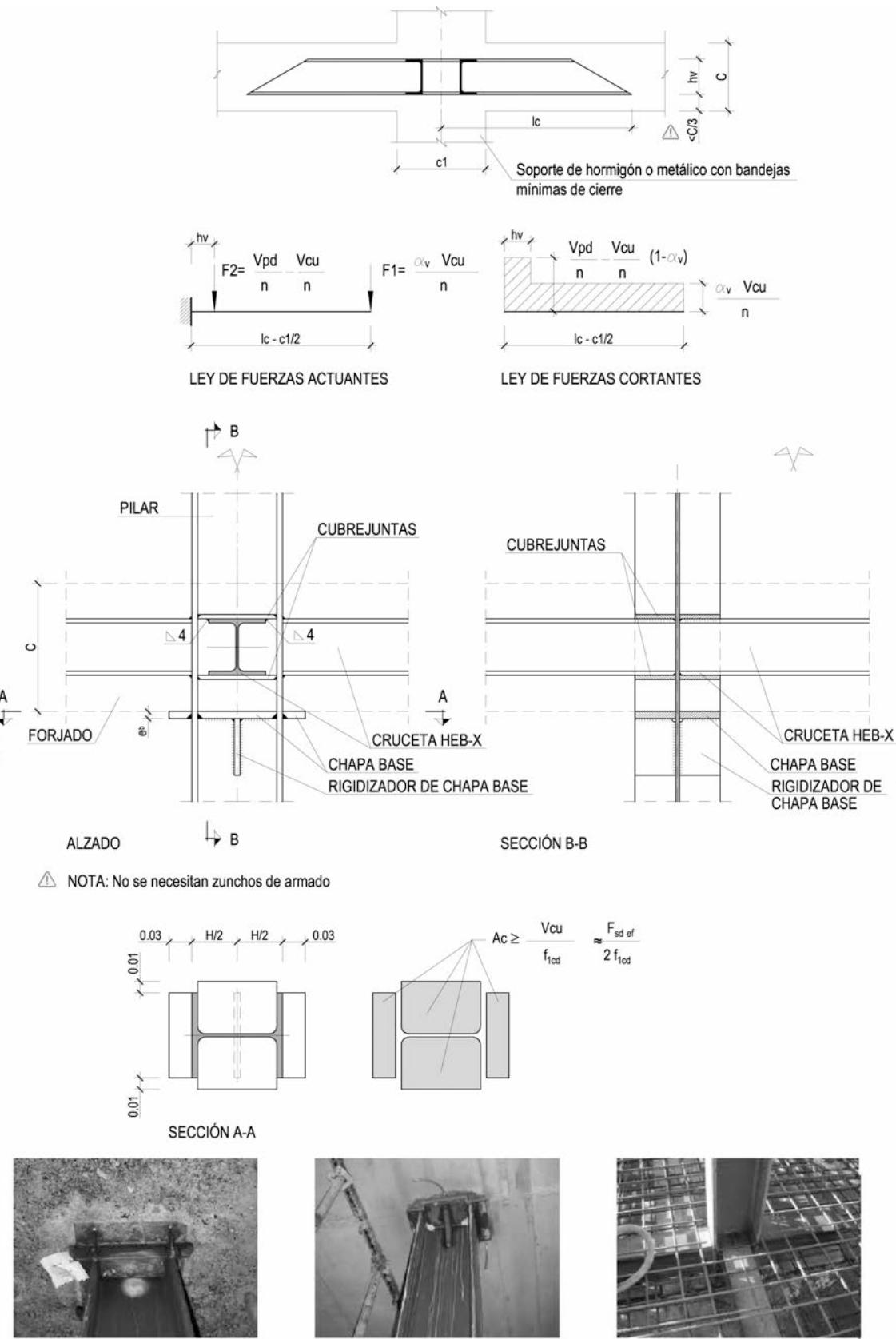


Figura 7. Detalle de punzonamiento mediante crucetas con base en ACI 318-99. Fotos cortesía de D. Rafael Fortézar. DRAGADOS.

Tabla 5. Calculo de detalle de crucetas tradicionales con base en la ACI 318-99

CÁLCULO DE DETALLES DE CONEXIÓN CON CRUCETAS SEGÚN VARIANTE DEL MÉTODO DE LA ACI 318-99				
Referencia	Valor	UD	Fórmula o límite	Comentario
Estimación de las cargas de punzonamiento				
CTk	20,00	kN/m ²		Carga total característica del forjado
At	16,00	m ²		Área tributaria del soporte
γ_a	1,50	-		Coeficiente de mayoración de acciones
F_{sd}	480	kN	$F_{sd} = CTk * At * \gamma_a$	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo
β	1,15	-		Coeficiente de excentricidad de carga de punzonamiento
$F_{sd,ef}$	552	kN	$F_{sd,ef} = F_{sd} * \beta$	Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo
Características del acero estructural				
f_{yk}	27,50	kN/cm ²		Tensión del límite elástico del material de base
γ_m	1,1	-		Coeficiente de minoración de resistencias del acero
f_{yd}	25,00	kN/cm ²	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$	Resistencia de cálculo del acero a tracción
γ_{m2}	1,73	-	$\gamma_{m2} = \sqrt{3}$	Coeficiente de minoración de resistencias a cortante
τ_{yd}	14,43	kN/cm ²	$\tau_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m2}$	Resistencia de cálculo del acero a cortante
Obtención de los esfuerzos para el dimensionamiento del perfil de cruceta (V_{sd} y M_{sd})				
Perfil cru	HEB	-		Tipo de perfil de cruceta
h	20,0	cm		Canto de cruceta
Nºbraz	4	nº		Número de brazos de cruceta
Nºperf	4	nº		Número de ramas de cruceta
c_1	0,30	m		Lado de soporte
l_c	0,95	m		Lado del brazo
V_{pd}	138	kN	$V_{pd} = F_{sd,ef} / n^o$ brazo	Cortante de punzonamiento por brazo
n	1			Nº de crucetas metálicas por lado
C	0,45	m		Canto de losa
d	0,40	m		Canto útil de losa
z	0,70	m	$z = c_1 + d$	Ancho de viga de hormigón resistente a cortante por brazo
I _{cbc}	0,003733	m ⁴	$I_{cbc} = (c_1 + d) * d^3 / 12$	Inercia fisurada de la sección de la viga de hormigón resistente
E_c	30000000	kN/m ²		Módulo de elasticidad del hormigón
E_s	210000000	kN/m ²		Módulo de elasticidad del acero
1/n	0,143	-	$1/n = E_c / E_s$	Inverso del coeficiente de equivalencia
$I_{cbc->s}$	0,000533	m ⁴		Inercia fisurada de viga resistente por lado homogeneizada a Es
I_p	0,000057	m ⁴		Inercia de perfil por lado
a_{v1}	0,11		$a_v = I_p / I_{cbc->s}$	Relación de rigideces
a_{v2} min	0,15			Relación de rigideces mínima por ensayos del ACI
a_v	0,15		$a_v = \max(a_{v1}, a_{v2})$	Relación de rigideces de cálculo
h_v	0,20	m		Canto de la cruceta
V_{cu}	69,0	kN	$V_{cu} = V_{pd} / 2$	Capacidad a corte del ancho de viga de hormigón resistente (según ensayos)
F1	10	kN	$F1 = V_{cu} * a_v / n$	F1 según esquema adjunto
F2	69	kN	$F2 = (V_{pd} - V_{cu}) / n$	F2 según esquema adjunto
V_{sd}	79	kN	$V_{sd} = F1 + F2$	Cortante de diseño recogido por el perfil
M_{sd}	24	kN.m	$M_{sd} = F1 * h_v + F2 * (l_c - c_1)$	Momento de diseño recogido por el perfil
Comprobación a cortante simplificada				
V_{su}	174	kN		Cortante de último recogido por el alma del perfil
V_{sd}/V_{su}	0,46	-	<1	Aprovechamiento a corte del perfil
Comprobación a flexión simplificada				
M_{su}	143	KN.m		Momento último recogido por las alas del perfil
M_{sd}/M_{su}	0,17	-	<1	Aprovechamiento a flexión del perfil

de punzonamiento se recoge por los perfiles de las crucetas, y el resto a través del hormigón. Tras los ensayos realizados, estos postulan que la capacidad absorbida por la placa es del orden de la mitad de la carga de diseño eficaz del punzonamiento. El resto de la carga de punzonamiento –ligeramente aumentada– pasa a los

soportes a través de las crucetas con una distribución tal y como se indica en la Figura 7. Con esta distribución de cargas se dimensionan los perfiles.

Esta norma contempla soportes de hormigón bajo losa. Si se quiere extrapolar el caso normalizado para

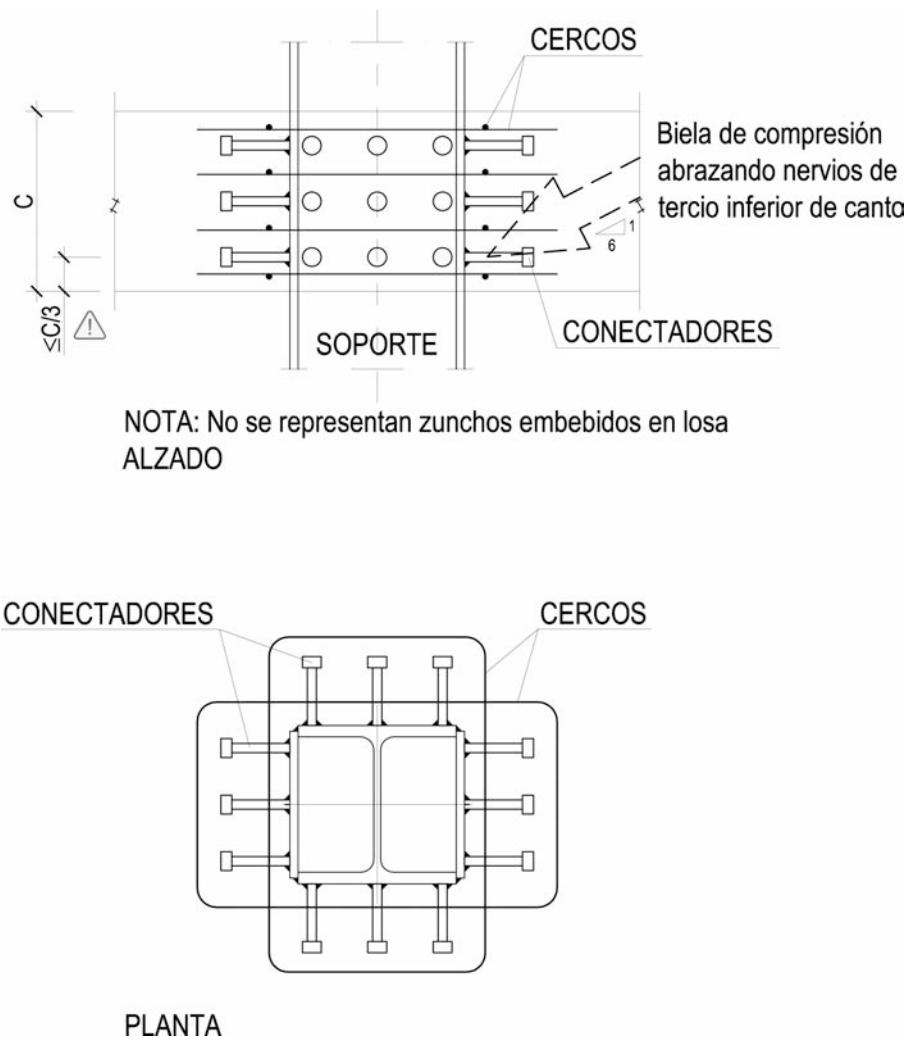


Figura 8. Detalle de punzonamiento mediante pernos conectadores.

un soporte metálico, éste ha de disponer de un capitel o bandejas mínimas tales que permitan la introducción de la capacidad resistente por compresión de la losa a los soportes.

La tabla 5 (en página anterior) recoge los pasos fundamentales para el cálculo de este tipo de detalles que se ejecutaron por INGETURARTE, SL para DRAGADOS bajo la dirección de José Angel Pérez Torres.

Este detalle tiene los siguientes condicionantes:

- Complejidad de manejo en el transporte si se ejecuta la unión en taller.
- Soldeo en obra de una de las direcciones transversales para facilitar el montaje.
- Soldaduras manuales de difícil ejecución y complicado manejo de los perfiles auxiliares de crucetas a disponer.
- No se contemplan los soportes de esquina.

Por el contrario, tiene las siguientes ventajas:

- Eliminación de los zunchos armados, con lo que el hormigonado es más fácil.

- Transmisión de cargas a flexión entre soportes y losas, por lo que no requiere de núcleos o estructuras de estabilización horizontal.
- Experiencia y garantía de funcionamiento.
- Quedan protegidos al fuego al quedar embebidos en la losa de hormigón.

2.6. Detalles de punzonamiento mediante pernos conectadores

A continuación se presenta otro tipo de detalles de punzonamiento (Figura 8) que se denominan de pernos conectadores. Actualmente se están realizando ensayos para su normalización en la UPM como continuación de la investigación referida en [10]. Merece la pena su estudio por su eficacia y simplicidad, ya minimalista, que podría extinguir muchos de los detalles antes presentados para las obras de nueva ejecución.

Desde el punto de vista del cálculo, se remite a las referencias indicadas [9] y [10] y se anima a los investigadores a llevar a término sus trabajos.

No obstante se puntualiza la importancia de la disposición de pernos en el tercio inferior del canto de losa,

ya que es el más efectivo para la recepción de la biela de hormigón a puzonamiento, tal como demuestra en sus ensayos la norma americana.

Este detalle tiene ventajas notables desde el punto de vista del transporte y ejecución en taller:

- Eliminación de las soldaduras en obra y en taller.
- Transporte mínimo y condicionado por las limitaciones de peso y no de gálibo.
- Resolución de la transferencia del punzonamiento a través de zunchos de hormigón dentro de la losa.

Estos detalles tienen los siguientes condicionantes:

- Absorción de las fuerzas de punzonamiento mediante esfuerzos de cizalladura en el acero, siendo una solución de cierta fragilidad.
- Se ha de asegurar la correcta disposición de la armadura de conexión a rasante de losa con pernos conectores.

- Necesita que núcleos de hormigón u otra subestructura auxiliar recoja los esfuerzos horizontales, ya que la losa queda suspendida del soporte y no es eficaz la rigidez de la unión ante esfuerzos horizontales.

- Es una solución muy delicada ante el fallo local de uno de los pernos.

3. GRANDES VIGAS MIXTAS SOBRE SOPORTES DE HORMIGÓN Y OTROS PRODUCTOS COMPLEMENTARIOS

3.1. Grandes vigas mixtas sobre soportes de hormigón

En las Figuras 9, 10 y 11 se acompañan detalles constructivos de vigas mixtas y vigas mixtas-cargadero (que apean algún soporte) trabajando en conjunto con las losas de hormigón para resolver grandes luces (16 m) entre soportes.

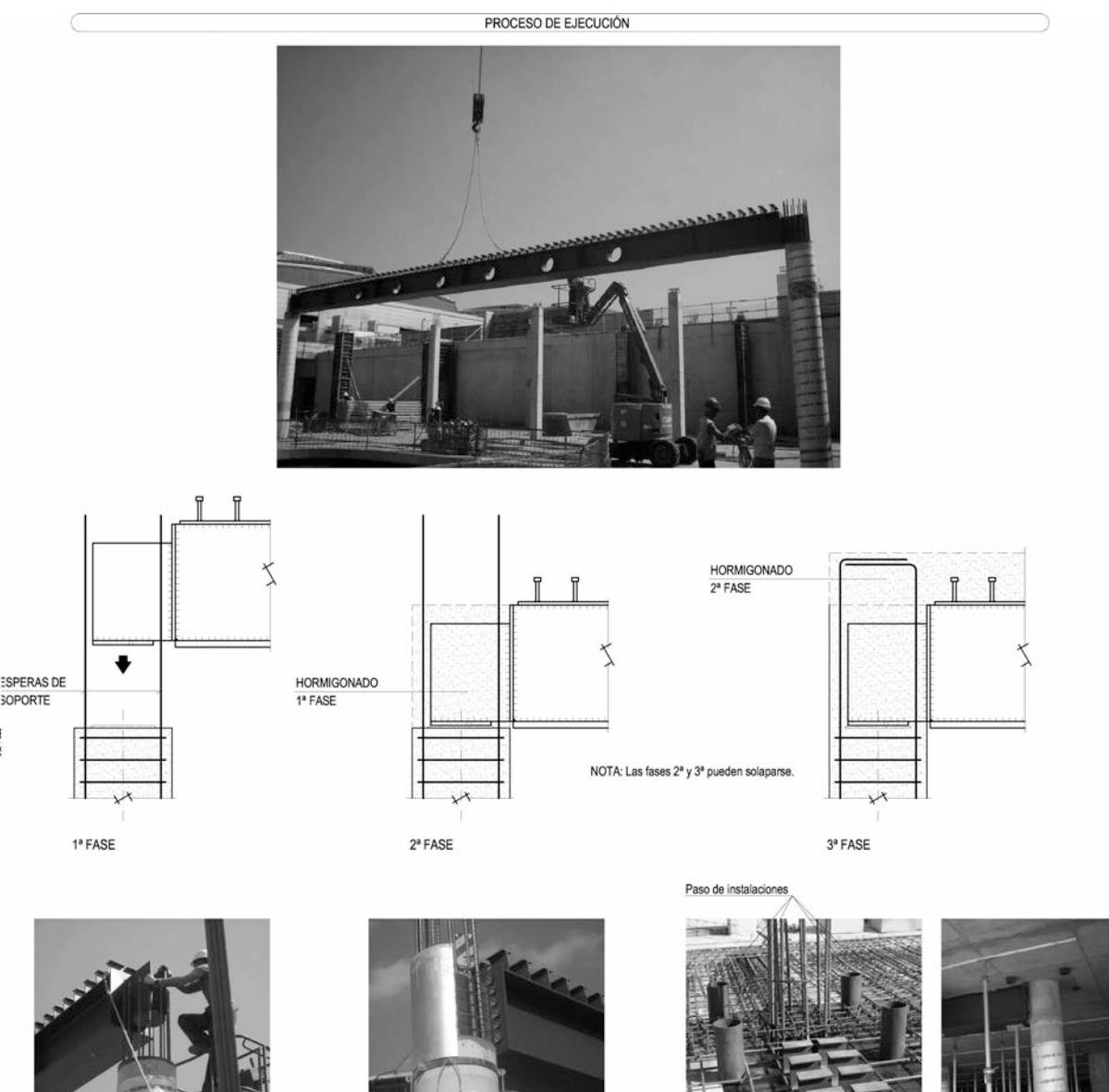


Figura 9. Detalle de apoyo de la parte metálica de vigas mixtas en soportes de hormigón sin equipo de soldadores en obra

Esta solución tiene las siguientes ventajas:

- Evita los encofrados descolgados de las vigas de cuelgue.
- Es mucho más rápida de ejecución.
- Permite un detalle arquitectónico-estructural del encuentro limpio, sin casquillos provisionales de apoyo, lo que permite subir los falsos techos arquitectónicos.

La singularidad corresponde al nuevo procedimiento constructivo del detalle tradicional de conexión entre soportes de hormigón y perfiles armados de las vigas mixtas. Dicho detalle está pensado para llevar a cabo el procedimiento constructivo más sencillo posible, de forma que las vigas armadas vengan de taller totalmente montadas y sin más necesidad de soldadura en obra que la unión de las dos partes –si es que no se decide un transporte especial para las vigas de 12 o más metros de luz– y la conexión entre perfiles perpendiculares con apoyo coincidente en un mismo soporte. El perfil se coloca directamente sobre una ligera base de mortero de nivelación, a cota tal

que permite posicionar la viga adecuadamente. Tras el encofrado de la losa y del pequeño tramo de soporte en la altura del perfil armado, se puede hormiguar la planta.

A continuación se describe el procedimiento constructivo y la metodología de absorción de tolerancias. Las fases principales son:

- Ejecución de los soportes hasta la cota coincidente con la cota inferior de ala inferior de viga colocada, dejándose las esperas de soporte en prolongación recta para poder introducir las vigas.
- Transporte de las piezas metálicas soldadas completamente en taller, a excepción de la chapa de apoyo sobre soporte, que se podrá soldar en obra para absorber tolerancias y centrar la reacción.
- Replanteo de la luz L entre soportes y soldado en obra de la chapa de apoyo para que el centro de ambas coincida milimétricamente –5 mm de tolerancia son holgados como tolerancia– con el eje de los soportes sobre los que se apoyará la viga metálica. Si se hubiera replanteado la distancia entre sopor-

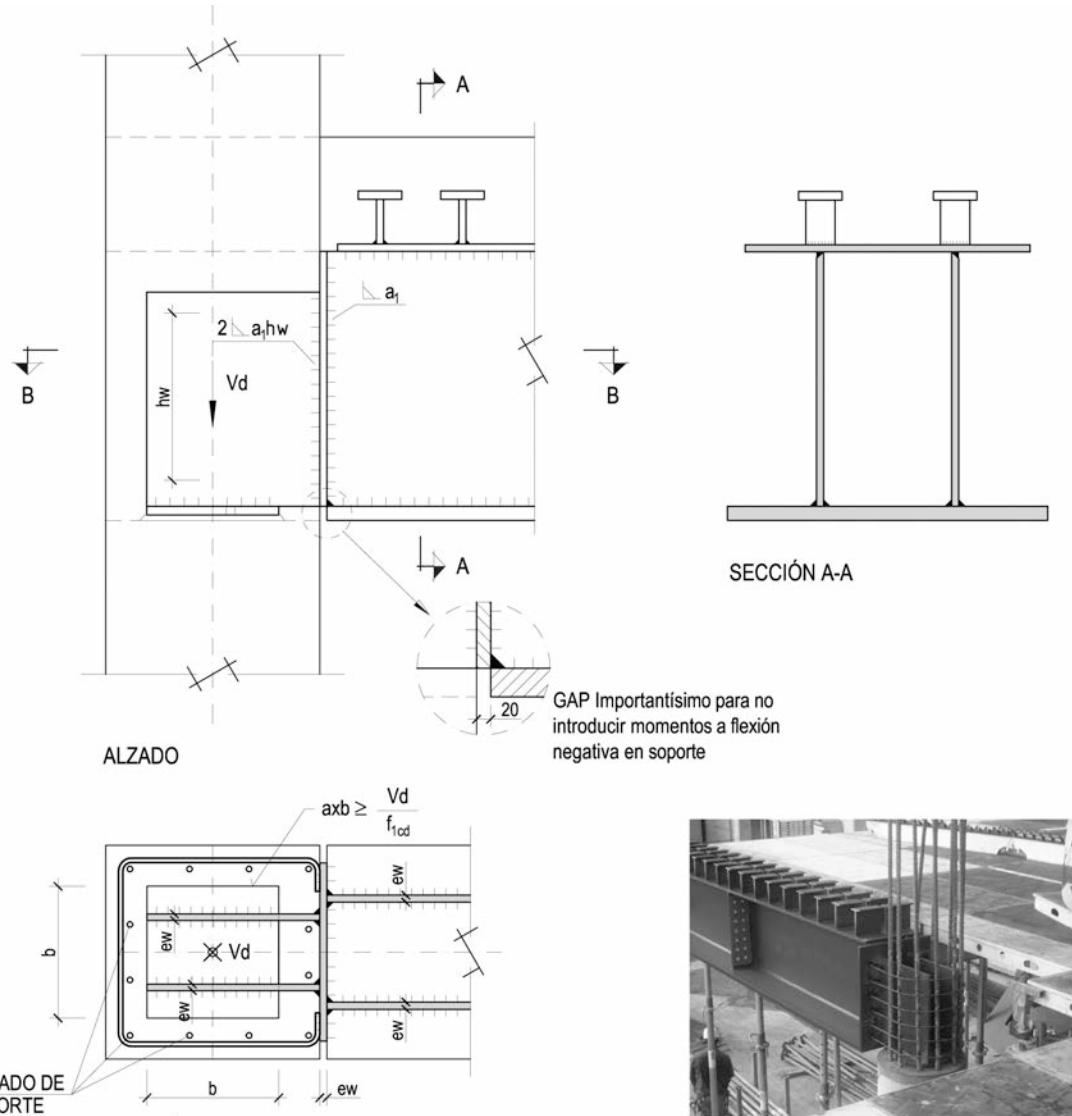


Figura 10. Procedimiento constructivo

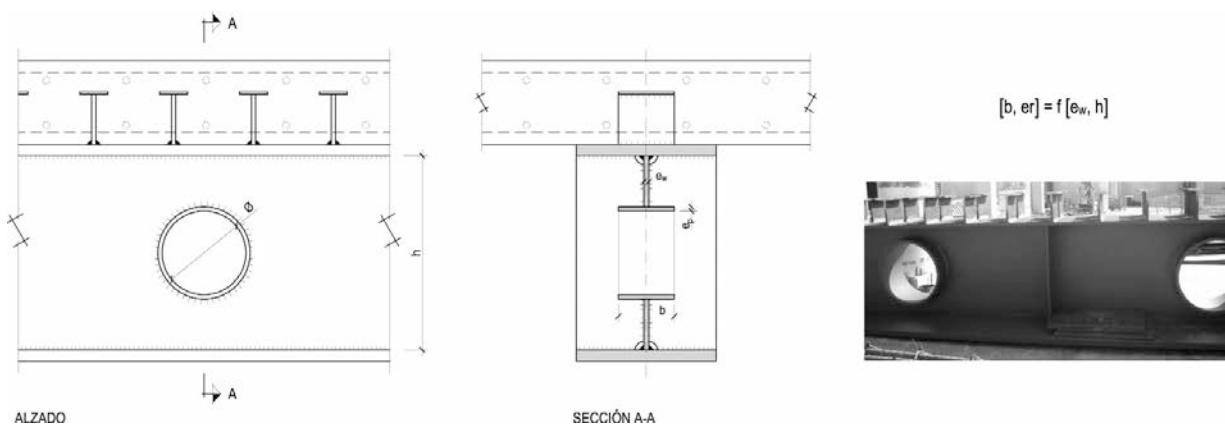


Figura 11. Detalle de refuerzo de alma tipo para conservar capacidades resistentes y deformacionales

tes antes de que la viga salga de taller, se podrá traer la viga a obra sin necesidad de tener ningún soldador en la misma.

- El transporte mediante vehículo especial de las vigas completas a obra ahorra la necesidad de instalar un taller de soldadura en obra.
- Vertido del hormigón de nivelación de 20 mm de espesor aproximado.
- Emplazamiento con grúa hasta la colocación definitiva aprovechando el guiado de las esperas del soporte.
- Colocación de los cercos de soporte.
- Encofrado de losa y encofrado lateral de soportes, armado de losa y hormigonado conjunto de losa y parte de soporte receptora de viga metálica.

Es importante resaltar el hecho de que la cota inferior de las almas de viga embebidas en soporte, que a su vez apoyan sobre la chapa de apoyo, puede variarse ligeramente, dando las oportunas consignas a taller, procurando así mayor flexibilidad para absorber tolerancias de acabado de soportes.

Desde el punto de vista del cálculo, sólo hay que tener en cuenta dos consideraciones específicas:

- La *chapa de apoyo de viga sobre soporte ha de tener una huella tal, que la tensión media por efecto de la reacción del cortante de diseño de la viga mixta que descansa en el soporte, no supere la resistencia máxima del hormigón comprimido* –podría zuncharse el soporte bajo chapa y relajarse este criterio que afecta a la dimensión del soporte
- Realizar una *unión articulada de viga mixta a soporte* para no penalizar éste, es decir, soldando sólo el alma.

3.2 Alvéolos genéricos en alma de vigas metálicas o mixtas para paso de instalaciones

En las estructuras con vigas metálicas descolgadas, se solicitan, con gran profusión desde el proyecto y la

obra (ver Figura 11), alvéolos de paso de instalaciones a través de las vigas descolgadas. Merece la pena en taller la tabulación del detalle de refuerzo tipo para cada pareja de valores de:

- Espesor de alma y
- Dimensiones de hueco solicitado en relación al canto del alma.

De tal manera que se conserven:

- Las características resistentes.
- Las características deformacionales de la viga sin perforar, que es lo que suele ser determinante.

Tener documentos justificativos para la resolución de peticiones urgentes de alvéolos para pasos no previstos que se soliciten de obra da gran versatilidad y servicio al mercado, si se quieren implantar soluciones en vigas mixtas como las indicadas en el punto 3.1.

3.3. Expedición de documentos de idoneidad técnica para definir procedimientos constructivos singulares

Como resultado indirecto de la aplicación práctica de conexiones entre soportes metálicos y forjados de hormigón menos aparatosas, se puede pensar en la ejecución de aplomado de soportes de tres y cuatro plantas, con la consiguiente disminución de uniones a realizar en obra.

Un documento de idoneidad técnica, expedido por el organismo competente, como el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, permitiría tener un procedimiento constructivo homologado para el alzado de soportes metálicos de tres o más plantas, de forma tal que se consigan satisfacer las tolerancias exigidas por las normas, permitiendo así reducir los plazos de ejecución.

En los Teatros del Canal, con la empresa MARTINSA se llegaron a efectuar aplomados de soportes de sección constante de tres plantas –altura del orden de los 10 metros– de forma satisfactoria. (Figura 12).

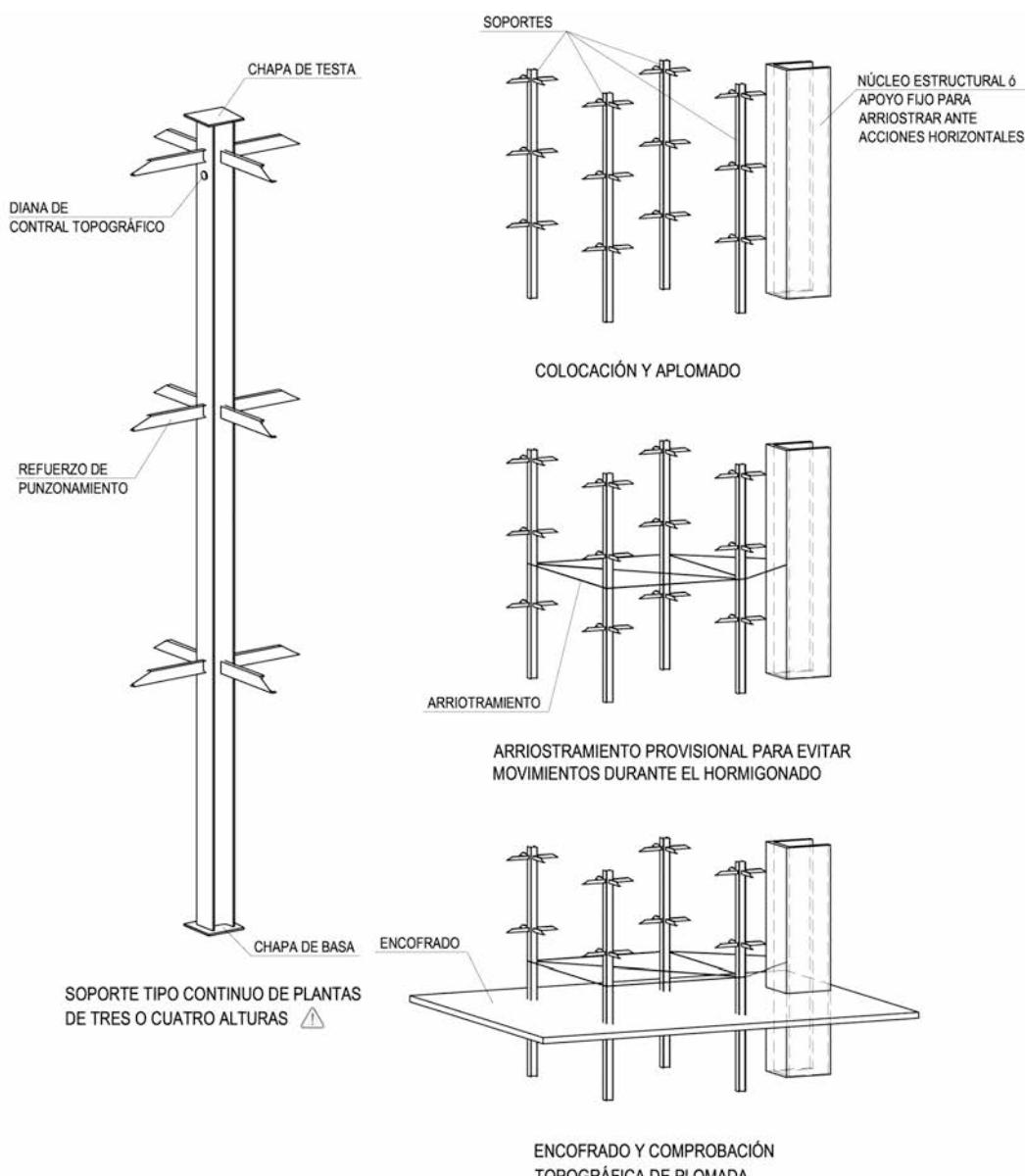


Figura 12. Esquema de protopropuesta de protocolo de ejecución en obra para el apolomado de soportes de tres o más plantas

Esta metodología de puesta en obra de soportes con sección constante durante tramos correspondientes a tres o más plantas, permite las siguientes ventajas:

- Minimizar las uniones en obra entre soportes.
- Disminuir el número de operaciones de aplomado de soportes en obra.
- Mínimas pérdidas de perfiles.
- Minimiza el soldeo de placas de testa en taller.
- Minimizar el coste del transporte a obra, máxime si se utilizan detalles de conexión de mínima ocupación.

Por el contrario plantea los siguientes inconvenientes:

- Aumenta la cuantía de acero empleado al dimensionar el perfil con base en la planta que tiene los esfuerzos pésimos.
- Necesita procedimientos de aplomado más estrictos.
- Menor tolerancia en altura.
- Necesidad de estructuras auxiliares o núcleos de hormigón que garanticen la capacidad resistente ante esfuerzos horizontales.

4. CONCLUSIONES Y APLICACIONES PRÁCTICAS

En este documento se hace un breve compendio de algunos de los detalles tipo de unión entre soportes metálicos y forjados de hormigón.

También se propone una nueva forma de conectar vigas mixtas articuladas en apoyo con soportes de hormigón y losas de forjado.

Con base en los diferentes estudios teórico-prácticos presentados en el artículo se infiere la posibilidad de desarrollo tecnológico de la industria metálica al objeto de que gane competitividad basada en el conocimiento, y en la acreditación de la calidad de nuevos productos industriales:

- La definición tabulada de nuevos detalles de conexión expuestos, en función de la reacción local de transferencia de forjado de hormigón a soporte, puede dar una operatividad de respuesta muy rápida y efectiva que permita la inmediata ejecución en taller. El ahorro en coste puede ser cuantificado económicamente por un taller al establecer la baja razonada de ejecución de la estructura metálica de una obra de edificación con soportes metálicos y con forjados de hormigón supeditada al cambio de detalle, del típico de cruceta metálica a alguno de los nuevos detalles propuestos.

- El establecimiento de patente, o bien documentos de validación técnica que aporten calidad adicional al cliente, permite entrar en competencia avenajada en el mercado.
- La tabulación de refuerzos tipo para alvéolos de paso en función del espesor de alma perforada para cada espesor de alma y dimensiones de hueco solicitado, de tal manera que se conserven las características resistentes y deformacionales de la viga sin perforar.
- Estudio de grandes vigas mixtas conectadas a estructuras de hormigón para salvar grandes luces con cantos reducidos, lo que entra en competencia con soluciones prefabricadas cuando el plazo es fundamental.
- Protocolos de montaje de soportes de tres o más alturas, de tal manera que se aseguren el menor número de operaciones de soldadura en obra.

REFERENCIAS

- [1] MINISTERIO DE VIVIENDA. *Código técnico de la Edificación (CTE). Seguridad estructural: Bases de Cálculo y Acciones en la Edificación*. Parte 2. Madrid: Boletín Oficial del Estado, 2006. 44 p. ISBN13:9788434016354.
- [2] MINISTERIO DE VIVIENDA. *Código técnico de la Edificación (CTE). Seguridad estructural: Acero*. Libro 4. Madrid: Boletín Oficial del Estado, 2006. 172 p. ISBN13:9788434016361.
- [3] DIRECCIÓN GENERAL DE CARRERAS. *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras RPX-95*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1995.
- [4] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Hormigón Estructural*. 2^a ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2000. ISBN: 8449803969.
- [5] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008. 702 p. ISBN: 9788449808258.
- [6] MARTÍNEZ CALZÓN, J. *Construcción mixta hormigón-acero*. Madrid: Editorial Rueda, 1978. ISBN: 84-7207-010-7.
- [7] CALAVERA RUIZ, J. *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios*. Tomo II. 2^a ed. Madrid: INTEMAC, 1985.
- [8] REGALADO TESORO, F. *Cortante y punzonamiento: teoría y práctica (propuestas alternativas a la EHE)*. Alicante: CYPE Ingenieros, 1999.
- [9] VELANDO CABAÑAS, C.; HERNANDO GARCÍA, J.I.; ORTIZ HERRERA, J.; CERVERA BRAVO, J.; AZNAR LOPEZ, A.; GARCÍA ALONSO, E. "Conexión de forjados de hormigón a soportes metálicos". *Con-*

greso Internacional de Estructuras: IV Congreso de ACHE, Valencia del 24 al 27 de noviembre de 2008. Madrid: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, 2008. ISBN: 978-84-89670-62-4.

[10] AZNAR, A.; CERVERA, J.; ORTIZ, J.; HERNANDO, J.I. "Investigación analítica y experimental de uniones mixtas en edificación mediante pernos conectores". *Congreso Internacional de Estructuras: V Congreso ACHE*, Barcelona del 25 al 27 de octubre de 2011. Madrid: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, 2011. ISBN: 978-84-89670-73-0.

[11] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-99. *Código de Diseño de Hormigón Estructural*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 1999.

[12] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. "Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement". American Concrete Institute, *Structural Journal*, 2009, vol. 106, nº 4, p. 485-494.

[13] LEONHARDT, F.; MÓNNIG, E. *Estructuras de Hormigón Armado. Tomo II: Bases para el armado de estructuras de hormigón armado*. 2^a ed. Buenos Aires: El Ateneo, 1985. ISBN: 950-02-5244-9.

[14] CORLEY, W.G; HAWKINS, N.M. "Shearhead Reinforcement for Slabs". *ACI Journal*, Proceedings, 1968, vol. 65, nº 10, p. 811-824.

[15] HAWKINS, N.M.; CORLEY, W.G. "Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement". *Shear in Reinforced Concrete SP-42*. American Concrete Institute, Detroit, 1974.

[16] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; SERRANO CORRAL, A. "Proyecto y construcción de la estructura de los Teatros del Canal, Centro de las Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid". *Hormigón y Acero*, 2009, nº 251, p. 9-34.

[17] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; SERRANO CORRAL, A. "Nuevas líneas de diseño estructural: los Teatros del Canal en Madrid". *Informes de la Construcción*, 2006, vol. 58, nº 504, p. 65-66.

[18] MARTÍNEZ CALZÓN, J. "Torre Mare Nostrum para Gas Natural en Barcelona". *Hormigón y Acero*, 2007, nº 245, p. 5-31.

[19] MARTÍNEZ CALZÓN, J.; APARICIO GARCÍA, J.; BALLESTEROS MOLPERECES, B. "Torre Mare Nostrum. Complejo de edificios para sede de Gas Natural en Barcelona". *Actas de CEA 2004. Congreso de la Estructura de Acero, Artecnum*. La Coruña, 2004. para sede de Gas Natural en Barcelona". *Actas de CEA 2004. Congreso de la Estructura de Acero, Artecnum*. La Coruña, 2004.

"IN MEMORIAM"

Ramón del Cuvillo Jiménez



El pasado 6 de Diciembre nos llegó la noticia del fallecimiento de Ramón del Cuvillo Jiménez. Fue un duro golpe, inesperado para todos; hacía menos de diez días que habíamos estado juntos en la Asociación Técnica de Carreteras (A.T.C.), tratando sobre problemas aparecidos en esta asociación, a la que él tenía especial afecto y en la que ocupó la presidencia del Comité de Puentes durante varios años. Su hijo Álvaro tenía cita con él para temas de trabajo el siguiente lunes.

Su muerte sucedió en unos días festivos por lo que la noticia fue sólo conocida por un reducido grupo de allegados. Con el paso de los días nos hemos dado cuenta de lo que ha significado y del hondo pesar que ha producido entre todos los que, con más o menos intensidad, hemos tenido la suerte de conocerle, tratarle y recibir de él parte de los conocimientos que atesoraba.

Para los ingenieros más jóvenes, que no le hayáis conocido, va destinada esta breve semblanza de la persona de Ramón.

Nacido en el año 1926 en el Puerto de Santa María (Cádiz), tierra de la que se mostraba muy orgulloso y de la que extraía su fino sentido de ironía para la denuncia y crítica, Ramón del Cuvillo obtuvo el título de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos el año 1954 y fue Doctor en 1967. Su trayectoria profesional se inició en la ingeniería norteamericana AESB, en el proyecto de la Base Aeronaval de Rota. Reingresó en el Ministerio de Obras Públicas en 1963, siendo destinado a la Jefatura de Puentes y Estructuras, en la que, a partir de 1967, ocupó el cargo de Jefe de Servicio hasta su jubilación (año 1991). Se puede decir que durante largos periodos Ramón fue, él solo, el Departamento de Puentes de la D.G.C., siendo reconocido por todos sus compañeros, tanto a nivel nacional como internacional, como el máximo referente del conocimiento de puentes de la Administración (sin desmerecer las figuras de técnicos como Jorge Fanlo, Ángel Lacleta y José Luis Elvira). Ramón fue impulsor de los Sistemas de Gestión, dirigiendo el nuevo Inventario de Puentes que evaluaba la totalidad de los puentes de carretera de la red estatal, y de las Colecciones de Obras de Paso.

Larga y fructífera ha sido también su actividad en la docencia en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Primero como Profesor Encargado de Curso en la Cátedra de Edificación (1963 a 1967), luego como Profesor Encargado de Curso en la Cátedra de Hormigón, en la que ocupó la plaza de Adjunto hasta 1991. En estos trabajos docentes tuvimos la suerte de colaborar con él.

Esta doble condición de profesional de alto nivel y experiencia, y profesor de universidad, encaja con una excelente tradición de las escuelas de ingeniería más prestigiosas.

Su colaboración con la A.T.C. fue intensa; ocupó la presidencia de los Comités Técnicos Internacional y Nacional de Puentes desde su creación en el año 1992 hasta el año 2000. Durante este periodo realizó un importante esfuerzo para consolidar los grupos de trabajo existentes y crear otros nuevos cuyos resultados se plasmaron en varias jornadas y publicaciones.

Para ACHE (Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural), la muerte de Ramón ha sido una pérdida muy sentida, porque su presencia como miembro del Consejo en varios periodos, cuando era la antigua ATEP, fue un apoyo y una guía para la marcha de la Asociación. Su opinión, siempre ecuánime y constructiva, era muy respetada dentro de este órgano.

Ramón fue autor de numerosos proyectos de puentes construidos, entre los que cabe reseñar el nuevo Puente de San Martín en Toledo (1975), la cobertura de la calle Aragón en Barcelona (1959), con vigas pretensadas, y de la plaza del Rey en esta misma ciudad, o el Puente pretensado para el ferrocarril en los Consorios (Asturias, 1974).

Como miembro de la Comisión Permanente del Hormigón, participó en la elaboración de las Instrucciones de hormigón EP-77, EH-80, EH-82, EH-91 y EP-93. También intervino en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (1972 y 1998).

Dicho todo esto que intenta dar un pequeño reflejo de la calidad profesional de Ramón, es muy importante destacar su calidad humana. Deciros que para los que no trattaron a menudo con él, podía dar la impresión a primera vista de una cierta frialdad y distanciamiento. Nada más incierto que esto; Ramón era una persona extremadamente cordial y cariñosa, que se interesaba por los problemas personales de cada uno, dándoles, si era posible, la solución adecuada. Sus rasgos más importantes se pueden definir con las palabras: honestidad, rigor, sencillez y conocimiento.

Creemos que todo queda perfectamente reflejado en el comentario de Manuel Negrón al informarle de su fallecimiento: "Ramón era un señor".

Querido Ramón, querido profesor, querido maestro... querido amigo, descansa en paz.

José María de Villar
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Luis Albajar
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

MODULAR, LIGERO, TRANSFORMABLE

Un paseo por la arquitectura ligera móvil

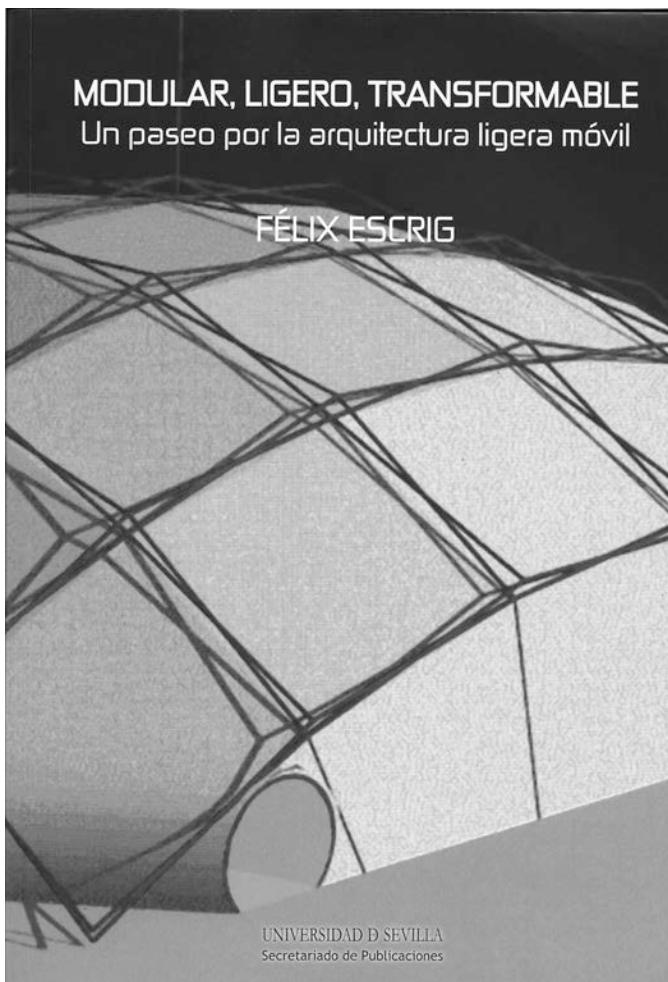
Autor: FÉLIX ESCRIG PALLARÉS

Año de Publicación: 2012

Editor: Secretariado de Publicaciones de la Universidad de Sevilla

Páginas: 176

ISBN: 978-84-472-1427-3



Este libro contiene las experiencias desarrolladas por el equipo que ha dirigido el autor en torno a la arquitectura modular, ligera y transformable, siguiendo los pasos de ilustres precedentes, arquitectos e ingenieros considerados visionarios, que llegaron a materializar sus propuestas en obra construida. El libro contiene por tanto una relación de proyectos construidos y no construidos así como ideas para avanzar en otros nuevos. En ocasiones parece la crónica de un desencanto porque diseños muy elaborados no fueron bien comprendidos o bien explicados y quedaron en el papel. En otros se nota la satisfacción de haber conseguido materializar algo que nunca antes había sido experimentado. Todos ellos están respaldados por una meticulosa labor de investigación y experimentación.

El autor presenta la obra desde una perspectiva biográfica, comenzando por los precursores, como Emilio Pérez Piñero, que fue fuente de inspiración para trabajos posteriores. A continuación pasa revista a proyectos propios, muchos de los cuales no superaron la fase de diseño en papel o sólo se construyeron a escala reducida, pero que se sustanciaron en forma de patentes y abrieron una senda en esta línea de investigación.

Los ocho capítulos que componen la obra dan una visión amplia y al mismo tiempo concisa, de lo que han significado, para el equipo dirigido por Félix Escrig, los conceptos de modularidad, ligereza y movilidad en el ámbito del diseño arquitectónico.

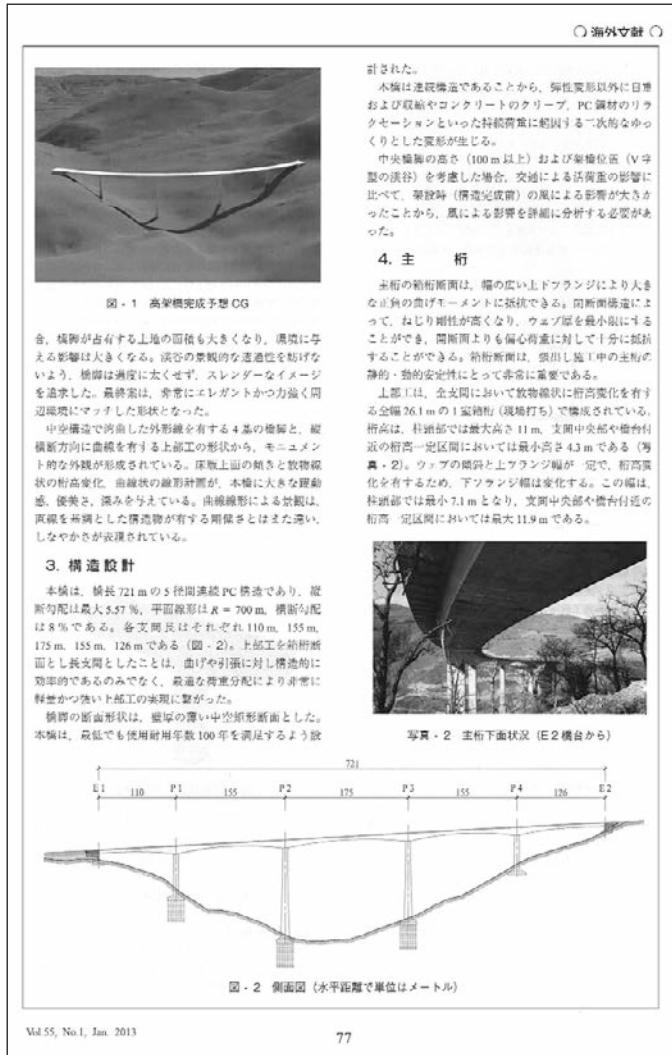
A lo largo de todo el libro, se advierte la idea de que nada funciona a gran escala si al menos no lo hace en un modelo reducido, especialmente para todo aquello que tenga que ver con un comportamiento mecánico, por lo que se acentúa la utilidad de las maquetas, los ensayos de laboratorio y la carga de prototipos.

Termina la obra con una recapitulación y presentando el horizonte de un futuro ligado a las nuevas tendencias basadas en los principios de sostenibilidad, eficiencia y optimización, que pueden encontrar soluciones en una arquitectura modular, ligera y transformable, pero que además deberá ser recicitable y sostenible, mediante la utilización de materiales tradicionales como el papel, cartón y madera.

Félix Escrig Pallarés es Dr. Arquitecto por la Universidad de Sevilla, donde fue catedrático de Estructuras hasta su jubilación en 2010. Especialista en diseño de estructuras para arquitectura y autor de importantes proyectos para la EXPO92 de Sevilla y la EXPO2008 de Zaragoza, además de otros muchos en el campo de las estructuras ligeras. Ha publicado más de cien artículos técnicos, así como numerosos de divulgación técnica y siete libros en ediciones nacionales, dos en editoriales inglesas, tres novelas, amén de ser titular de siete patentes aplicadas a sus proyectos.

José Manuel Ráez

Difusión internacional: Hormigón y Acero en Japón



77

Figura 1. Viaducto de Montabliz, publicado en Journal of Prestressed Concrete, Japan

El Viaducto de Montabliz, artículo central del nº 248 de Hormigón y Acero, fue traducido al japonés y publicado en forma abreviada, por el ingeniero Hiroki Tomonari en Journal of Prestressed Concrete, Japan, vol. 55, nº 1, enero-febrero de 2013, p. 76-82 (Figura 1). Esta revista está editada por Japan Prestressed Concrete Institute.

El ingeniero Shohei Urabe ha sido el responsable de la traducción al japonés y publicación de una versión reducida del Puente atirantado de Talavera de la Reina, artículo central del nº 263 de Hormigón y Acero. Se publicó en la revista Bridge and Foundation Engineering, vol. 46, nº 11, noviembre de 2012, p. 75-77 (Figura 2).

Queremos poner de manifiesto el interés suscitado por la revista Hormigón y Acero fuera de España y, especialmente, en un país tan alejado del nuestro como Japón donde, a la vista de la noticia recogida a continuación, se sigue puntualmente la publicación de artículos que analizan los proyectos más relevantes de la ingeniería civil en el ámbito de las estructuras y, concretamente, los relativos a puentes y viaductos.

Durante el pasado año 2012, la secretaría de la revista recibió tres peticiones para traducir al japonés y publicar, de forma resumida, en revistas especializadas de ese país, otros tantos artículos centrales de Hormigón y Acero. La finalidad era introducir estos trabajos y hacerlos accesibles para los lectores japoneses, ya que se habían publicado originalmente en formato bilingüe inglés-español.



Figura 2. Puente atirantado de Talavera de la Reina, publicado en Bridge and Foundation Engineering



Finalmente, el ingeniero Ryoichi Konuma ha realizado la versión japonesa del artículo *Rehabilitación del Puente de las Américas en Panamá*, artículo central del nº 261 de Hormigón y Acero. La versión abreviada se ha publicado en *Bridge and Foundation Engineering*, vol. 44, nº 1, enero de 2013, p. 44-46 (Figura 3).

Todas estas traducciones hacen la oportuna mención a Hormigón y Acero, como revista de donde están extraídos los extractos.

Esta información pone de relieve la proyección internacional que, poco a poco, está logrando Hormigón y Acero, como resultado de los esfuerzos realizados en este sentido.

Figura 3. Rehabilitación del Puente de las Américas en Panamá, publicado en *Bridge and Foundation Engineering*

Premio de Investigación Miguel Catalán 2012

La Comunidad de Madrid ha concedido el Premio de Investigación Miguel Catalán 2012 al ingeniero Manuel Elices Calafat, en reconocimiento a su dilatada trayectoria en la investigación científica.

Éste es el máximo galardón que otorga la Comunidad de Madrid para honrar la labor de un científico. Fue instituido con el objetivo de incentivar y recompensar el esfuerzo, la excelencia investigadora y la trayectoria profesional en el ámbito científico, llegando este año a su séptima edición.

Este premio, cuya ceremonia de entrega tendrá lugar en la primavera de 2013, se otorga por primera vez a un ingeniero de Caminos, y se suma a la ya muy abundante relación de reconocimientos que hoy jalonan la vida científica de Manuel Elices, cuya actividad investigadora y pedagógica se ha desarrollado sin interrupción desde 1964, con gran impacto en el ámbito español e internacional.

Entre los méritos que le han hecho merecedor de este galardón, cabe destacar su labor pionera en el campo de la Seguridad Estructural, con la gestación del Grupo Español de Seguridad Estructural, y su impacto en el sector industrial; su papel en el desarrollo de los estudios de la Ciencia de los Materiales y, en particular, con la implantación de la carrera de Ingeniero de Materiales en España y, recientemente, su incursión en el campo de los Materiales Biológicos, Biomateriales y Biomimetismo, con relevantes repercusiones en el campo de las Ciencias de la Salud.

Manuel Elices es académico de la Real Academia de Ciencias, de la Real Academia de Ingeniería y de la Academia de Ingeniería de los Estados Unidos.

Su vinculación con Hormigón y Acero queda patente en los treinta y cuatro artículos de este autor que la revista ha publicado a lo largo de treinta años sobre sus investigaciones en el campo del hormigón y de los aceros de pretensado. Desde esta tribuna, queremos unirnos a las voces de felicitación por la concesión de tan importante premio.



Jornada Técnica Anual de ACHE

Madrid, 20 de junio de 2013

LAS ESTRUCTURAS FREnte A ACCIONES HORIZONTALES. APOYOS Y JUNTAS... ¿O NO?

"Una cadena es tan fuerte como el más débil de sus eslabones"

En sus *"Ensayos sobre los poderes intelectuales del hombre"*, publicados en 1785, el filósofo escocés Thomas Reid abogó por impregnar de sentido común la concepción y justificación del conocimiento. La sabiduría popular sintetizó uno de sus argumentos en la reflexión que encabeza estas líneas, aplicable a numerosos campos de la actividad humana. También a la ingeniería.

Frente a las acciones horizontales, uno de los aspectos fundamentales del diseño estructural se refiere a la existencia y posición de las juntas de dilatación y los aparatos de apoyo. No obstante, ambos elementos constituyen el eslabón débil de la cadena que representan los diferentes elementos que definen la estructura. En efecto, los aparatos de apoyo y las juntas son elementos con una vida útil inferior al resto de la estructura, lo que implica mayores labores de inspección y mantenimiento. Esto justifica el interés creciente de las Propiedades y Concesionarios de todo el mundo en el empleo de estructuras integrales o semi-integrales.



Arco sobre el valle Tamina (Suiza)
Karl Humpf
Leonhardt, Andrä und Partner

Un año más ACHE celebra su Jornada Técnica, abordando en esta ocasión el diseño y construcción de estructuras frente a acciones horizontales, lo que exige analizar la existencia de apoyos y juntas, o su ausencia en el caso de estructuras integrales. La Jornada tendrá un sentido divulgador al exponerse la problemática, las soluciones habituales y las grandes realizaciones.

La Jornada se ha dividido en dos sesiones. Entre ambas tendrá lugar la conferencia dictada por Karl Humpf, que presentará varias realizaciones internacionales de puentes proyectadas por su prestigiosa ingeniería *Leonhardt Andrä und Partner* de Alemania.

En la primera sesión se presentará el documento elaborado por el grupo de trabajo de ACHE GT5/5 *"Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas"*. En sus intervenciones, los ponentes

presentarán las distintas estrategias de análisis de estructuras sin juntas, así como las mediciones obtenidas en estructuras reales y algunos ejemplos de aplicación de los métodos de análisis recogidos en la monografía.

La segunda sesión abordará, en cuatro ponencias, el diseño de puentes frente a acciones horizontales. En la primera se presentarán los aspectos específicos del diseño en el caso de los puentes de carretera, la segunda tratará sobre los requisitos característicos y la estrategia de diseño de los puentes de ferrocarril, y en la tercera se mostrarán distintas alternativas de diseño antisísmico en puentes. En los tres casos se describirán soluciones estructurales, así como ejemplos prácticos que desarrollan la materialización de los conceptos explicados.

La cuarta ponencia presentará el enfoque que, en distintos países, se da al diseño de puentes frente a acciones horizontales, destacando tanto los aspectos conceptuales como la experiencia práctica, que presenta singulares variaciones por desarrollarse bajo distintas "culturas" de construcción y diversas condiciones ambientales.

RELACIÓN DE EVALUADORES DE HORMIGÓN Y ACERO EN EL TRIENIO 2010-2012 (VOL. 61 - 63)

La revista Hormigón y Acero agradece a los siguientes evaluadores su participación en la revisión de los trabajos recibidos y espera seguir contando con su valiosa colaboración.

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)
Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)	Ignacio Granell Vicent (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
Juan Luis Alcalá Sánchez (IPES, Madrid)	José Emilio Herrero Benítez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)
Juan Jesús Álvarez Andrés (DRAGADOS, Madrid)	David Izquierdo López (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
Ramón Álvarez Cabal (INTEMAC, Madrid)	Javier León González (FHECOR, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	Rafael López Palanco (ETS ARQUITECTURA, Sevilla)
Gonzalo Arias Hofman (INES Ingenieros, Madrid)	José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)
José Mª Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)	Antonio José Madrid Ramos (PROES, Madrid)
Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER, Madrid)	Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	José Luis Martínez Martínez (INES Ingenieros, Madrid)
Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)
Jorge Bernabeu Larena (IDOM, Madrid)	Francisco Morán Cabré (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Luis Mª Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)
Luis Casas López-Amor (ARQUING, Madrid)	Miguel Ortega Cornejo (IDEAM, Madrid)
Antoni Cladera Bohigas (UNIV. ILLES BALEARS, Palma)	Bernardo Perepérez Ventura (ETS ARQUITECTURA - UPV, Valencia)
Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)	Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)
Ramón del Cuvillo Jiménez (Ingeniero de Caminos, Madrid) †	Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)
Manuel Fernández Cánovas (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Luis Pescet González (DRAGADOS, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)	Florencio del Pozo Vindel (PROES, Madrid)
Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)	Jordi Revoltós Fort (EIPSA, Madrid)
David Fernández-Ordóñez Hernández (PREFABRICADOS CASTELO, Madrid)	Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)
Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)	Fernando Rodríguez García (FHECOR, Madrid)
Alberto Fraile de Lerma (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)	Jesús Rodríguez Santiago (ETSAM - UPM, Madrid)
Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)
José Manuel Gállego Estévez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)	Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)
Marta García Guillot (INES Ingenieros, Madrid)	Mónica Sanz Cid (INES Ingenieros, Madrid)
Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)	Álvaro Serrano Corral (MC2, Madrid)
José María Goicolea Ruigómez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)	José M. Simón-Talero Muñoz (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)
Miguel Gómez Navarro (ES ARTE Y ARQUITECTURA - UEM, Madrid)	Julio Vaquero García (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)
	Concepción Velando Cabañas (RETINEO, Madrid)
	Luis Villegas Cabredo (UNIVERSIDAD DE CANTABRIA, Santander)

INFORME ANUAL ESTADÍSTICO DEL PROCESO EDITORIAL DE HORMIGÓN Y ACERO (2012)

	Cantidad	%
Número de artículos recibidos	47	100
Número de artículos en proceso	6	13
Número de artículos tramitados	41	87
Número de artículos tramitados aceptados	33	80
Número de artículos tramitados rechazados	8	20
Número de artículos recibidos por secciones	47	100
- Realizaciones y Proyectos	13	28
- Conservación y Explotación	11	23
- Investigaciones y Estudios	23	49
Número de artículos aceptados por secciones	33	100
- Realizaciones y Proyectos	11	33
- Conservación y Explotación	6	18
- Investigaciones y Estudios	16	49
Número de artículos publicados	21	45
Número total de páginas publicadas (incluye noticias, anuncios, normas de publicación, etc.)	448	100
Número total de páginas publicadas de artículos originales e inéditos	358	80
Plazo medio de publicación (desde recepción hasta publicación)	229	días naturales
Plazo medio de evaluación (desde recepción hasta aceptación o rechazo)	124	días naturales
Plazo medio de evaluación (desde envío hasta recepción del evaluador)	25	días naturales
Número de evaluadores por artículo	2 revisores	100
Número medio de evaluaciones por artículo	2,76	
Número de artículos evaluados por revisor	1,59	

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..

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

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, Frehand (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. 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.

5.2. 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).

5.3. 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 impriman 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 contenida 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 tenida 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 prolífica 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 quedan apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. 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*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82100-0:1996 y UNE 82103:1996..

5.6. 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.).

5.7. 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.

5.8. 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 anunciente que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

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. 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.

5.2. 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.

5.3. 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.

5.4. 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*.

5.5. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 80000-1:2009.

5.6. 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).

5.7. 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.

5.8. 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.



SOFiSTiK
FINITE ELEMENT SOFTWARE

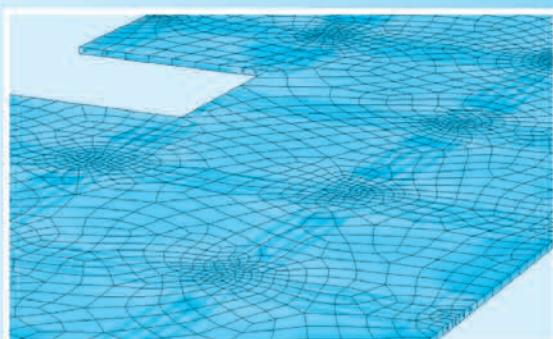
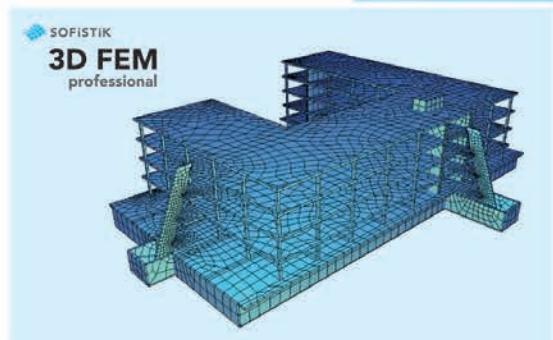
Nuevo paquete 3D-FEM Prof-Tendon

Todas las capacidades del 3D-FEM profesional 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, lámina, disco y losa.
- Entrada gráfica de cualquier tipo 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





SUMARIO

C O N T E N I T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 5 | Conjunto de edificaciones Buenavista en Oviedo
Buenavista building complex in Oviedo
Fco. Javier Fernández Pozuelo, Raúl Rodríguez Fajardo y Enrique Goberna Pérez
- 41 | Diseño antisísmico en los viaductos SG25, SG27 y SG28 de la línea de alta velocidad Atenas-Tesalónica
Antiseismic design of viaducts SG25, SG27 and SG28 in the high speed railway line Athens-Thessaloniki
Guillermo Santamaría Caballero, David Izquierdo López, Cristina Martín Nieto e Ignacio Abad González
- 61 | Enlace de Cadagua. Lanzamientos, ripados, izados y montajes con grúa de cinco puentes mixtos
Cadagua Junction. Launching, skidding, lowering and crane-aided positioning of five composite bridges
Rüdiger Spengler, Narciso Pulido Asín, Rafael Pérez Valencia, Miguel Ángel Gil Ginés y José María Martínez Gutiérrez

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 81 | Detalles de conexión estructural entre acero y hormigón en la edificación
Concrete-steel structural connection details in building
Jorge Aparicio García

OTRAS INFORMACIONES

- 101 | "IN MEMORIAM"
Ramón del Cuivillo Jiménez
- 102 | MODULAR, LIGERO, TRANSFORMABLE
Un paseo por la arquitectura ligera móvil
Autor: FÉLIX ESCRIG PALLARÉS
- 103 | Difusión internacional:
Hormigón y Acero en Japón
- 104 | Premio de investigación Miguel Catalán 2012
- 105 | Jornada Técnica Anual de ACHE
Madrid, 20 de junio de 2013
- 106 | Relación de evaluadores de Hormigón y Acero 2010-2012
- 106 | Informe anual estadístico del proceso editorial de Hormigón y Acero