

H A

HORMIGÓN y ACERO

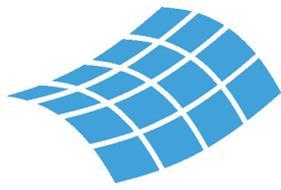
Revista trimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com

ISSN: 0439-5689 | enero - marzo 2012 | Volumen 63 - nº 263



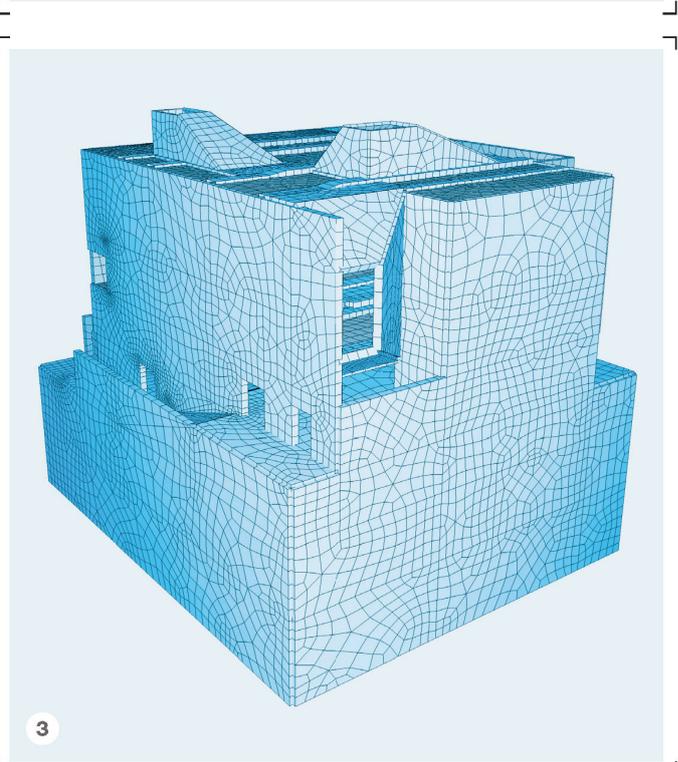
Puente atirantado de Talavera de la Reina | Toledo



SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Estructuras Singulares



- 1 Hospes Huerto del Emir Hotel, Murcia
- 2 Edificio CIEMAT N°10, Madrid
- 3 El Museo Canario, Las Palmas, Gran Canaria

Proyectadas por **CALTER ingeniería**

www.sofistik.es
sofistik@calter.es

 **CALTER**
Ingeniería
www.calter.es

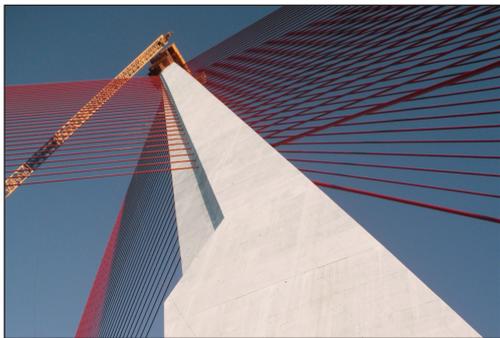


Foto de portada: Puente atirantado de Talavera de la Reina (Toledo)

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.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

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

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Luis M^o 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)

Julio Vaquero García (IPAC, 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 Roesset (TEXAS A&M UNIVERSITY, EE.UU.)

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

Juan Sagasetta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

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

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

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

REDACCIÓN / CONTACTO:

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

Avda. Profesor Aranguren, s/n.

Ciudad Universitaria. 28040 Madrid

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

E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

www.e-ache.com/hya

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

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

ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Imprime: FISELGRAF

H y A

SUMARIO

C O N T E N I D O S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | **Puente atirantado de Talavera de la Reina**
Talavera de la Reina cable-stayed bridge
Ramón Sánchez de León, Cristian Bernal Pérez y Francisco Sánchez de León

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 49 | **La teoría de la fisura crítica como base teórica para el diseño de losas frente a punzonamiento en el nuevo Código Modelo 2010**
The Critical Shear Crack Theory as a physical model for punching shear design and its implementation into new Model Code 2010
Miguel Fernández Ruiz, Juan Sagaseta Albajar y Aurelio Muttoni
- 65 | **Pandeo simultáneo de pilas de puente: aplicación a un cálculo sísmico tipo *push-over* de las pilas del puente atirantado de Bucaramanga en Colombia**
Simultaneous buckling of bridge piers: algorithm applied in push-over analysis for the seismic design of the pylons on Bucaramanga Bridge in Colombia
Celso Iglesias Pérez, Guillermo Ayuso Calle, Antonio Cano Fernández-Carrión y Raúl González Aguilar
- 83 | **Dimensionado sísmico de edificios porticados de hormigón armado mediante factores de amplificación con base en energía**
Seismic design of reinforced concrete framed buildings using energy-based amplification factors
Juan Carlos Vielma Pérez, Alex H. Barbat y Sergio Oller
- 97 | **Influencia del efecto interferencia de edificios industriales en las cargas de ráfaga sobre chimeneas esbeltas**
Interference effect of industrial buildings on the buffeting wind loading of slender chimneys
Mathias Clobes, Hodei Aizpurua Aldasoro y Thomas Höbbel

- 106 | **Relación de evaluadores de H y A en el trienio 2009-2011**

- 106 | **Informe anual estadístico del proceso editorial de H y A**

SUMMARIES

- 107 | ***Talavera de la Reina cable-stayed bridge***
Ramón Sánchez de León, Cristian Bernal Pérez and Francisco Sánchez de León
- 108 | ***The Critical Shear Crack Theory as a physical model for punching shear design and its implementation into new Model Code 2010***
Miguel Fernández Ruiz, Juan Sagaseta Albajar and Aurelio Muttoni
- 109 | ***Simultaneous buckling of bridge piers: algorithm applied in push-over analysis for the seismic design of the pylons on Bucaramanga Bridge in Colombia***
Celso Iglesias Pérez, Guillermo Ayuso Calle, Antonio Cano Fernández-Carrión and Raúl González Aguilar
- 110 | ***Seismic design of reinforced concrete framed buildings using energy-based amplification factors***
Juan Carlos Vielma Pérez, Alex H. Barbat and Sergio Oller
- 111 | ***Interference effect of industrial buildings on the buffeting wind loading of slender chimneys***
Mathias Clobes, Hodei Aizpurua Aldasoro and Thomas Höbbel

OTRAS INFORMACIONES

- 112 | **Publicación de un Manual de detalles constructivos de estructuras de hormigón armado de acuerdo con el Eurocódigo EC-2 del Profesor Calavera**

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)



SMARTER, SAFER, STRONGER

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



ANEFHOP
C/ Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



INTEMAC
C/ Mario Roso de Luna, 29 - Edif. Bracamonte
28022 MADRID



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



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



SGS TECNOS, S.A.
C/ Trespaderno, 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:



Colegio Ingenieros Técnicos
Obras Públicas



DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL



Monografías publicadas



ATTC asociación técnica de carreteras
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
WORLD ROAD ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 18

M

Conservación de Aparatos de Apoyo, Juntas y Drenaje en Puentes

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

COMISIÓN 4
GT 4/3 Apoyos y juntas en puentes existentes de hormigón

ATTC
Asociación Técnica de Carreteras

asociación técnica de carreteras
Comité español de la asociación mundial de carreteras

WORLD ROAD ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE

COMITÉ DE PUENTES
C11 GT2 Sobre apoyos, juntas y drenaje en puentes

ACHE

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



Sistemas de postesado

Tirantes para puentes

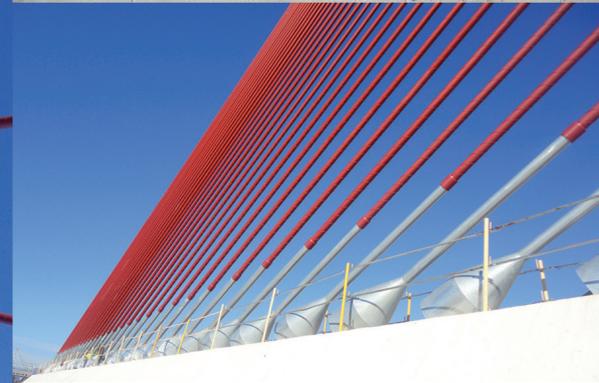
Apoyos estructurales

Heavy Lifting

Barras postesadas y estructurales

Suelo Reforzado

Rehabilitación estructural



A la cabeza en ingeniería y desarrollo
de tirantes para puentes
Talavera de la Reina y Baluarte México
Dos nuevos récords



Puente atirantado de Talavera de la Reina*

Talavera de la Reina cable-stayed bridge

Ramón Sánchez de León⁽¹⁾, Cristian Bernal Pérez⁽²⁾ y Francisco Sánchez de León⁽³⁾

Recibido | Received: 06-10-2011
Aceptado | Accepted: 31-01-2012

Resumen

La nueva Ronda Sur de Talavera de la Reina cruza el brazo principal del río Tajo mediante un singular puente atirantado de 318 m de luz de vano principal, que sirve de referente a la ciudad.

La estructura tiene un pilono inclinado único de 192 m, ejecutado en hormigón blanco de alta resistencia, arriostado por un doble plano de tirantes de retenida y que dispone de un mirador panorámico en su coronación al que se accede por medio de un ascensor.

El tablero, de 36 metros de anchura, acoge dos calzadas, una mediana de separación y dos aceras exteriores en voladizo de 3,5 m de anchura para peatones y bicicletas. Su sección transversal es un cajón de hormigón de alta resistencia de 2,75 m de canto, solución que ha permitido la utilización de los materiales propios de la zona.

El puente termina de cruzar el resto del cauce del río con un viaducto curvo de hormigón postesado de 408 m de longitud, con siete vanos centrales de 48 m de luz y dos vanos extremos de 36 m.

Palabras clave: puente atirantado, tirante, hormigón de alta resistencia, pilono, célula metálica, retenida.

Abstract*

The new expressway that by-passes Talavera de la Reina on the south crosses the River Tagus over a cable-stayed bridge. With a 318-m span over the main channel of the river, it has become one of the city's most distinctive features.

Its white high-strength concrete pylon towers 192 m over the river on a slant offset by two planes of back stays. A lift running along its entire length affords access to the lookout at the top.

Measuring 36 m wide and 2.75 m deep, the deck comprises two carriageways separated by a central reserve and two walkways / bicycle lanes. Structurally, it is a white, high-strength, semi-hollow concrete slab, built using local materials.

The bridge approach, a nine-span, 408-m long curved viaduct, crosses the flood plain of the river. Its seven centre spans measure 48 m each and the two end spans 36 m.

Keywords: cable-stayed bridge, stay, high strength concrete, pylon, steel-box, back-span stays.

* Page 107 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA, S.A. (Toledo, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA, S.A. (Toledo, España).

(3) Arquitecto. ESTUDIO AIA, S.A. (Toledo, España).

Persona de contacto / Corresponding author: rsanchezdeleon@estudioaia.com

1. INTRODUCCIÓN

El planeamiento urbanístico de Talavera de la Reina (Toledo) contempla la creación de un vial conocido como Ronda del Tajo, que genera una circunvalación sur de la ciudad. La Junta de Comunidades de Castilla La Mancha, a través de la Dirección General de Carreteras, licitó el proyecto de dicha vía en el que se incluía el proyecto de un puente sobre el río Tajo.

Para cruzar el Tajo en esta nueva circunvalación se diseñó un puente que responde tanto a la necesidad de salvar el río como a las exigentes imposiciones de la Declaración de Impacto Ambiental, que prescribe un vano único sin pilas intermedias en el curso principal del río.

Con estas premisas se proyecta un puente atirantado de 318 m de luz de un solo vano sobre el cauce principal y pilono único, con un tablero de 36,00 m de anchura y 2,75 m de canto, ejecutado con hormigón de alta resistencia [1] y doble plano de atirantamiento (Figura 1).

El pilono está constituido por un mástil inclinado de hormigón de alta resistencia, con una altura de 192 m (Figura 2). Este pilono está arriostrado por un doble plano de tirantes de retenida que equilibran el vano mediante unos muertos de anclaje o retenida que trabajan por peso propio (Figura 3). Al estar todo el

vano sustentado de un único pilono, la estructura es equivalente a un puente con un vano principal de 600 m y sustentado por dos pilonos.

Como continuación del puente atirantado se proyecta un viaducto de acceso curvo en hormigón postesado, resuelto con dos puentes paralelos de sección cajón, con un ancho total de 16,50 m cada uno, separados por una mediana de 3,00 metros. La longitud del viaducto es de 408 metros repartida en nueve vanos, los siete centrales con luz de 48,00 m y los extremos de 36,00 m; abarcando todo el cauce de avenidas del río.

Toda la estructura se sitúa sobre la terraza aluvial del río Tajo, con un estrato de gravas-arenosas cuaternarias de espesor en torno a 8 m, bajo las cuales aparecen arenas-arcillosas terciarias más resistentes, haciendo necesaria la cimentación profunda de la estructura mediante pilotes.

Todo el diseño y cálculo del puente atirantado, tanto en su fase de proyecto como en el seguimiento y control en obra del proceso constructivo y tesado del puente, ha sido realizado íntegramente por ESTUDIO AIA, ARQUITECTOS E INGENIEROS ASOCIADOS, SA, siendo la empresa proyectista y posteriormente la encargada de la Asistencia Técnica a la Dirección de las Obras. La construcción se ha realizado por UTE RONDA SUR, formada por las empresas constructoras SACYR – AGLOMANCHA – JESÚS BÁRCENAS.



Figura 1. Alzado general del puente terminado
Figure 1. Elevation view of the finished bridge

ALZADO LATERAL DEL PUENTE / SIDE ELEVATION VIEW OF BRIDGE

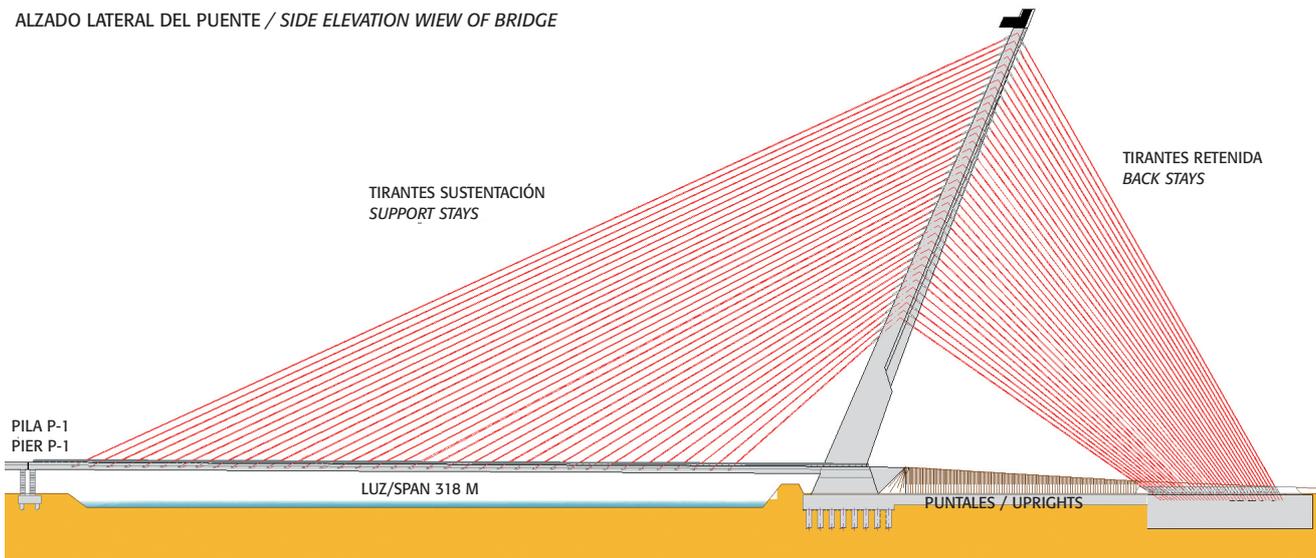


Figura 2. Plano de alzado lateral del puente atirantado
Figure 2. Side elevation view of the cable-stayed bridge

1. INTRODUCTION

The town planning for Talavera de la Reina, a city in the Spanish province of Toledo, envisaged construction of an expressway known as the Tagus Ring Road to bypass the city on the south. The tender for that road called by the regional Roads Division of Castile-La Mancha included a bridge over the River Tagus.

Pursuant to the demanding requirements laid down in the environmental impact statement, the by-pass was to cross the river with no intermediate piers in the main riverbed.

To meet these requirements, the design chosen proposed a cable-stayed bridge with a single 318-m span over the main channel, a single pylon, a high-strength concrete [1] 36.00-m wide, 2.75-m deep deck and two planes of stay cables (Figure 1).

The pylon, a slanted, high-strength concrete mast, is 192 m (Figure 2) tall and back-stayed by cables anchored in blocks whose self weight does the balancing (Figure 3). Since the entire span is supported by a single pylon, the structure is equivalent to a two-ptylon bridge with a 600-m span.

The approach to the cable-stayed bridge is a curved post-tensioned concrete viaduct consisting of two parallel box-girder bridges 16.50 m wide each, spaced at a constant 3.00 m. It has seven 48.00-m centre spans and two 36.00-m end spans for a total length of 408 m, sufficient to cross the entire flood plain.

ALZADO FONAL DEL PUENTE
FRONT ELEVATION VIEW OF BRIDGE

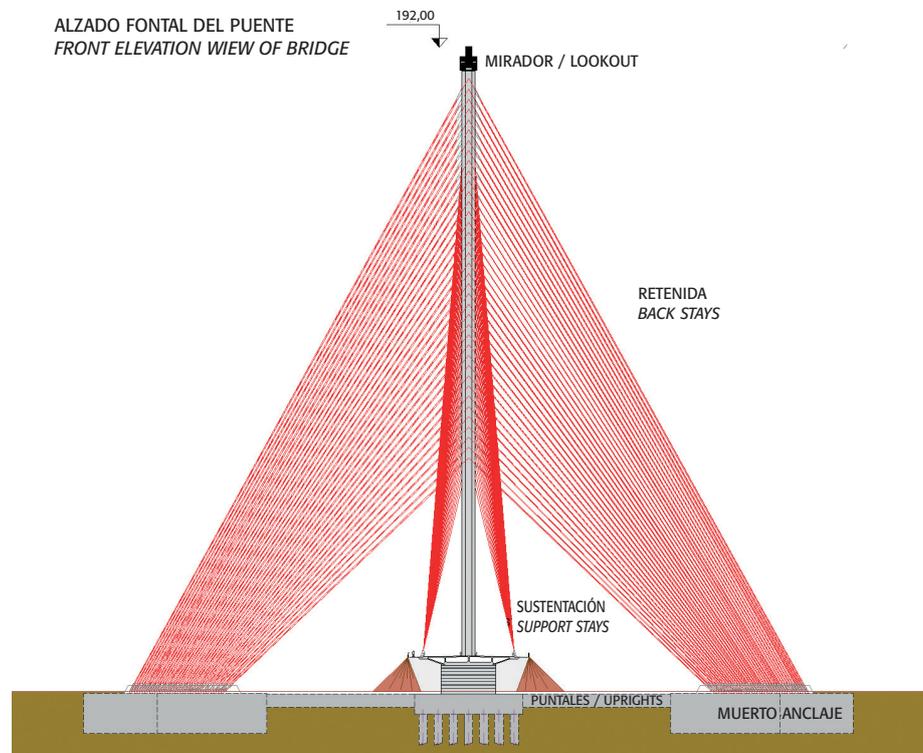


Figura 3. Plano de alzado frontal
Figure 3. Front elevation view

The entire structure is built on first bottom land, characterised by a layer of Quaternary gravel-sand around 8 m deep that rests on stronger Tertiary clay-sand. These conditions necessitated the construction of deep foundations.

The cable-stayed bridge was entirely designed and engineered by ESTUDIO AIA, ARQUITECTOS E INGENIEROS ASOCIADOS, SA, the company also subsequently commissioned to monitor and control bridge construction and stressing as well as to provide technical support for the site supervisors. The bridge was built by

Las cifras generales del puente atirantado son las siguientes [2]:

- Volumen de hormigón: 72.108 m³
- Acero pasivo B 500 SD: 7.800 t
- Acero en tirantes Y-1860-S7: 1.785 t.
- Acero estructural S-355 J2G1W: 753 t.
- Presupuesto de ejecución material (sólo del puente atirantado): 33.585.972,06 euros.

El puente de Talavera es un importante hito estructural, como lo corroboran algunos de estos datos:

- Puente más alto de España.
- Pilono inclinado más alto de Europa.
- Longitud de tirante de 410 m, sólo superada en Europa por el puente de Normandía.
- Puente atirantado con un solo pylon de mayor luz de España.
- Puente atirantado con un solo pylon y con tablero de hormigón de mayor luz del mundo.

En mayo de 2007 dieron comienzo las obras, que se desarrollaron durante un periodo de 40 meses, poniéndose finalmente la estructura en servicio en octubre de 2011.

2. DESCRIPCIÓN Y CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1. Tablero

El tablero tiene una anchura de 36,00 m alojando una mediana de 3,00 m, dos calzadas de 11,00 m, una zona de anclaje de tirantes y separación del tráfico rodado de 1,50 m a cada lado y una acera para tráfico peatonal y bicicletas de 3,50 m. La calzada está compuesta por cuatro carriles (dos por sentido) ampliables a seis carriles.

Para el diseño del tablero se ha elegido una sección de hormigón de alta resistencia (HAR). El diseño del puente en hormigón ha sido impuesto por la Administración para utilizar así los recursos próximos en la zona, tales como graveras de áridos del río Tajo y cemento en varias plantas de la propia provincia de Toledo. Se hicieron exhaustivos estudios del coste global del puente con tablero de HAR, tablero metálico y solución mixta, sin que existiesen diferencias significativas en coste. En la construcción del puente se empleó la más avanzada tecnología en hormigones.

La sección transversal es una sección cajón de hormigón de 2,75 m de canto, con cuatro células huecas, unos núcleos de rigidez longitudinales donde se anclan los tirantes y unos voladizos para la aceras. Las células centrales son rectangulares y las laterales son triangulares (Figura 4).

La separación de los tirantes que sustentan el tablero es de 7,00 m en dirección longitudinal y de 28,00 m en dirección transversal. Esto implica que la luz transversal del tablero haya sido muy condicionante en el diseño de la propia sección transversal.

El diseño de la sección ha venido establecido por los siguientes criterios:

- Excelente comportamiento aeroelástico basado en la forma aerodinámica de la sección, el peso, la elevada rigidez a torsión, el doble plano de cables y la capacidad intrínseca de amortiguamiento del hormigón.
- Pretensado transversal de la losa inferior para recoger la flexión transversal entre tirantes y mejora del cortante de las almas al estar éstas comprimidas verticalmente en el esquema de la celosía transversal.
- Pretensado longitudinal centrado en el último tercio del tablero.
- Hormigón de alta resistencia (HAR-70 y HAR-80), tanto en la zona de máxima flexión positiva

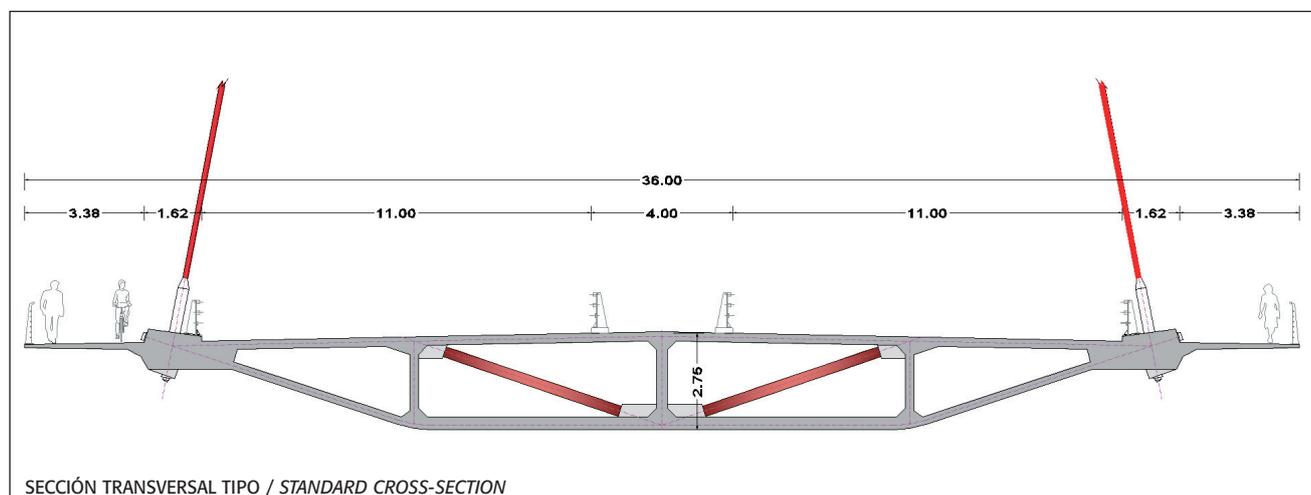


Figura 4. Plano de sección transversal
Figure 4. Cross-section

UTE RONDA SUR., a joint venture formed by three construction companies, SACYR, AGLOMANCHA and JESÚS BÁRCENAS.

The bridge statistics are listed below [2]:

- concrete: 72 108 m³
- B 500 passive steel: 7 800 t
- Y-1860-S7 steel in stays: 1 785 t
- S-355 J2G1W structural steel: 753 t
- construction budget (for the cable-stayed bridge only): 33 585 972.06 euros.

The Talavera bridge is a structural milestone, because it is:

- the tallest bridge in Spain
- the tallest slanted pylon in Europe
- the bridge with the second longest stays in Europe (410 m) after the Normandy Bridge
- the single pylon cable-stayed bridge with the longest span in Spain
- the single pylon, cable-stayed, concrete deck bridge with the longest span in the world.

Works began in May 2007 and were concluded 40 months later, in October 2011, when the bridge was commissioned.

2. STRUCTURAL MEMBERS: DESCRIPTION AND ENGINEERING

2.1. Deck

The 36.00-m wide deck carries a 3.00-m central reserve, two 11.00-m carriageways (one for each direction) and two outer 3.50-m pedestrian walkways / bike lanes separated from vehicle traffic by a 1.50-m strip that houses the stay anchors. The two lanes of traffic on each carriageway are expandable to three.

The deck was designed as a high-strength concrete (HSC) member to comply with the regional authorities' requirement to build the bridge with local resources, such as River Tagus gravel for the aggregate and cement from plants in the province of Toledo. Exhaustive cost studies of HSC, steel and composite decks revealed no significant differences between the three solutions. Moreover, the most advanced concrete technology was used to build the bridge.

The cross-section is a 2.75-m deep box girder with four hollow cells, a series of longitudinal stiffness cores for anchoring the stays and cantilevers to carry the walkways. The two centre cells are rectangular and the side cells triangular (Figure 4).

The stays that support the deck are spaced at 7.00 m in the longitudinal and 28.00 m in the transverse direction; i.e., the transverse width of the deck conditioned the design of the cross-section.

The criteria governing the choice of the cross-section design are set out below:

- excellent aeroelastic performance based on section aerodynamics, weight, high torque resistance, the twin plane of cables and intrinsic concrete damping capacity
- transverse prestressing on the lower slab to accommodate the transverse bending between stays and enhance the shear strength of the vertically compressed webs
- longitudinal prestressing in the final third of the deck
- high-strength concrete (HSC-70 and HSC-80) both in the area of maximum positive bending in the final third of the span and in the area where negative bending rises, which concurs with the area of maximum axial stress on the deck, i.e., at the abutment with the pylon
- lesser sensitivity of concrete than steel to international price fluctuations and availability of local materials for its manufacture, including aggregate and cement plants in the province of Toledo
- the latest advances in concrete manufacture
- less severe fatigue problems than in steel or composite bridges.

From the standpoint of strength, the deck is subjected to longitudinal bending stress that concurs with the axial stress deriving from the horizontal component of the stays. Axial stress peaks around the pylon (350 000 kN in service) due to the concentration of the axial components of all the stays, and declines gradually outward of that point. Local negative bending stress also appears near the pylon as a result of deck restraint. Bending stress is substantially lower at mid-span, while positive bending is greatest in the section farthest from the pylon, where the stays are longest and most slanted, reducing stay system stiffness with respect to the deck.

To offset the significant positive bending stress, the last section of deck is post-tensioned. The axial stress transferred from the cables to the deck is greater in the central part of the bridge. This, together with the much lower longitudinal bending in that area, precludes the need for prestressing, and indeed, standard reinforcement suffices. The substantial increase in negative bending due to deck restraint and concurrent high axial loads at the pylon likewise preclude the need for prestressing. Here, the dimensioning of the simply reinforced cross-section is defined by the axial loads.

– Deck concrete

The concrete type varies with the area of the bridge to adapt to the loads without increasing slab thickness. The use of high-strength concretes is instrumental to main-

en el último tercio del vano, como en la zona de incremento de flexión negativa concomitante con el máximo axil en el empotramiento del tablero en el pilono.

- El hormigón es menos sensible a fluctuaciones del mercado internacional que el acero; además, se dispone de materiales próximos para su fabricación, tales como numerosas graveras para áridos en Talavera y fábricas de cemento en la provincia de Toledo.
- Los últimos avances en la técnica de fabricación de hormigones.
- Menores problemas de fatiga frente a puentes metálicos o mixtos.

Desde el punto de vista resistente, el tablero está solicitado por una flexión longitudinal concomitante con un axil procedente de la componente horizontal de los tirantes. En la zona próxima al pilono, el axil es muy elevado (350.000 kN en servicio) debido a la suma de las componentes axiales de todos los tirantes, y va decreciendo según nos alejamos de él. Aparece una flexión localizada negativa en las proximidades del pilono debido al empotramiento del tablero en este punto, una zona central del vano muy amortiguada de flexiones, y una zona de flexión positiva elevada en el tramo más alejado del pilono, donde los tirantes tienen mayor longitud e inclinación, y por lo tanto el sistema de atirantamiento pierde rigidez frente al tablero.

Los significativos esfuerzos de flexión positiva del último tramo del tablero obligan a diseñar un postesado interior en este tramo. En la zona central del tablero los axiles transferidos por los cables son más importantes, y junto con una flexión longitudinal muy amortiguada, provoca que no se requiera pretensado sino simplemente armado. En el empotramiento del tablero en la base del pilono aparece un incremento de flexión negativa importante, que coincide con un axil muy elevado que evita la necesidad de disponer pretensado, siendo el axil el esfuerzo que

marca el dimensionamiento de la sección simplemente armada.

– Hormigones utilizados en el tablero

El tipo de hormigón cambia en función de la zona del puente, adaptándose a los esfuerzos sin incrementar los espesores de las losas. Ha sido fundamental el empleo de hormigones de alta resistencia para mantener el peso del tablero en valores reducidos. Todos los hormigones empleados en el tablero son blancos y se han distribuido según se recoge en la Tabla 1. En los hormigones de alta resistencia se han seguido las prescripciones establecidas en la Instrucción EHE-08 para este tipo de hormigones

– Secciones transversales tipo

Se han dispuesto 7 secciones transversales diferentes en función de los espesores de las alas y de las almas. Básicamente hay dos secciones tipo, la sección TAB-1 que corresponde a la sección armada del tablero con espesores de losa superior e inferior muy estrictos de 25 cm, y la sección TAB-2, correspondiente a la zona pretensada del tablero, y que requiere espesores de losas más importantes por la necesidad de alojar las vainas de pretensado: losa superior de 30 cm e inferior de 40 cm (condicionada la losa inferior por el cruce de vainas longitudinales y transversales de pretensado). Las almas centrales varían su espesor desde 25 cm en prácticamente todo el tablero a 75 cm en los extremos, mientras que las almas inclinadas mantienen su espesor constante de 24 cm en todo el tablero, excepto en el empotramiento con el pilono donde alcanza el valor de 40 cm.

– Diafragmas intermedios

En las secciones del tablero coincidentes con los anclajes de los tirantes, se proyectan diafragmas transversales muy ligeros compuestos por un arriostramiento transversal materializado por dos diagonales metálicas (Figura 5), de tal forma que el tablero trans-

Tabla 1. Tipos de hormigón empleados a lo largo del tablero

Table 1. Concretes used to build the deck

Tipo de hormigón proyectado / <i>Design concrete</i>	Tramo del vano / <i>Section</i>
Hormigón de alta resistencia HAR-80 <i>HSC-80 high-strength concrete</i>	Desde el pilono a 60,50 m <i>From pylon outward to 60.50 m</i>
Hormigón de alta resistencia HAR-70 <i>HSC-70 high-strength concrete</i>	Desde 60,50 m a 81,50 m. <i>From 60.50 to 81.50 m</i>
Hormigón HA-50 <i>RC-50 concrete</i>	Desde 81,50 m a 137,50 m <i>From 81.50 to 137.50 m</i>
Hormigón HA-45 <i>RC-45 concrete</i>	Desde 137,50 m a 214,50 m <i>From 137.50 to 214.50 m</i>
Hormigón de alta resistencia HAR-70 <i>HSC-70 high-strength concrete</i>	Desde 214,50 m a 318,00 m. <i>From 214.50 to 318 m</i>



Figura 5. Diagonales del diafragma colocadas en hueco rectangular de la sección
Figure 5. Diaphragm diagonals in the rectangular space in the cross-section

taining deck weight within a manageable range. The concretes used on the deck, all white and all used as stipulated in Spanish structural concrete code EHE-08, are listed in Table 1.

– Cross-section types

Seven cross-sections with varying flange and web thicknesses were designed. Essentially, all seven are variations on one of two standard cross-sections: TAB-1, for the reinforced area of the deck in which top and bottom slabs are a strict 25 cm thick, and TAB-2, for the prestressed area of the deck which calls for thicker slabs to house the prestressing sheaths. Here the top slab is 30 cm and the bottom 40 cm thick (the latter to accommodate the meshed longitudinal and transverse prestressing sheaths). Centre web width ranges from 25 cm across nearly the whole deck to 75 cm at the ends, while the slanted webs measure 24 cm throughout, except at the abutment with the pylon, where they are 40 cm thick.

– Intermediate diaphragms

The deck cross-sections that bear stay anchors house very lightweight transverse diaphragms consisting of two diagonal steel bars forming transverse braces, forming a truss in the transverse direction (Figure 5). These diagonals, which are subject to tensile stress due to their position in the transverse lattice, are prestressed to ensure that they remain compressed both in service and when subject to fatigue. This prevents loss of system stiffness at the ULS.

D219.16 steel tube diagonals house the prestressed tendons, which consist of six to eight 0.62" strands. Each diagonal contains only one prestressed cable. This trans-

verse stiffening system eliminates the heavy concrete diaphragms conventionally used to anchor stays in this type of bridges.

The effectiveness of the diaphragms is conditioned by the bending stiffness in the deck slabs and the axial stiffness of the diagonals themselves. Finite element analysis was performed to study these questions on a 7.00-m section of deck (Figure 6). Finite element models define what percentage of the load is actually transferred across the lattice and what part by slab bending.

– Longitudinal prestressing

The deck is prestressed along the 124.50 m (39 % of its length) running from abscissa 193.50 to the end of the bridge at 318.00 m. This prestressing is centred because if it had been designed off-centre, it would be shifted to the centre by the static indeterminate forces generated in the stays by the elastic deck bearings. Ten prestressing families were designed, five on the top and five on the bottom slab for a total of 128 tendons, each with nineteen 0.62" strands.

– Transverse prestressing

Transversely, the bridge behaves like a 28.00-m span girder supported by the stays, inducing substantial transverse bending in the cables. This positive transverse bending force generates transverse compression stress in the top flange and tensile stress in the bottom flange, the latter absorbed by the transverse prestressing (Figure 8).

This prestressing consists of five tendons in each diaphragm, whose composition ranges from eight 0.62" strands in the stay T2 diaphragm to twelve in the stay T38 member.

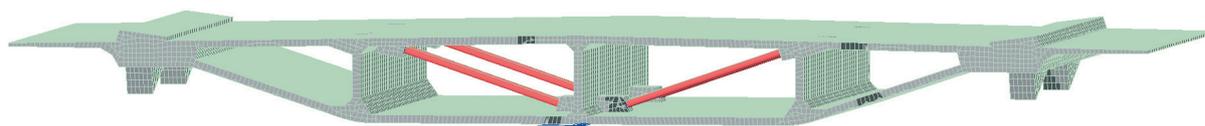


Figura 6. Modelo seccional del tablero en elementos finitos tipo sólido, para el estudio del comportamiento de la sección transversal
 Figure 6. Deck model used in solid finite element analysis to study cross-section behaviour

versalmente se comporta como una cercha. Estas diagonales, que están traccionadas por su ubicación en la celosía transversal, se pretensan para que se mantengan comprimidas tanto en servicio como en agotamiento, evitando de este modo pérdidas de rigidez del sistema en E.L.U.

Las diagonales se han materializado mediante tubos de acero D219.16. Los tendones de pretensado de estas diagonales se encuentran inscritos dentro de los tubos y son tendones compuestos por un número entre 6 y 8 cordones de 0,62". Cada diagonal lleva inscrito un único cable de pretensado. Este sistema de rigidización transversal elimina las pesadas rios tras de hormigón, tradicionales en el anclaje de los tirantes en este tipo de puentes.

El funcionamiento de los diafragmas viene condicionado por las rigideces a flexión de las losas del tablero y la rigidez axial de las propias diagonales. Para su estudio se han realizado unos modelos de elementos finitos, aislando un tramo de 7,00 m de tablero (Figura 6). Estos modelos nos definen qué porcentaje de carga se transmite realmente por un mecanismo transversal de celosía y qué parte se transmite por flexión de las losas de la sección.

– Pretensado Longitudinal

El tablero tiene una longitud postesada de 124,50 m (39% de la longitud del tablero) comprendida entre la abscisa 193,50 m del tablero y la abscisa 318,00 m, coincidente con el final del puente. El pretensado proyectado es centrado, debido a que el hiperestatismo del sistema de atirantamiento hace que, aunque se disponga de un pretensado excéntrico, éste acabe centrado por los hiperestáticos que genera el apoyo elástico del tablero en los tirantes. Se han proyectado diez familias de pretensado, cinco en la losa superior y cinco en la losa inferior, en total 128 tendones de 19 cordones de 0,62" cada uno (Figura 7).

– Pretensado transversal

Transversalmente, el puente funciona como una viga de 28,00 m de luz apoyada en los tirantes, por lo que se produce una importante flexión transversal entre éstos. Esta flexión transversal positiva comprime transversal-

mente el ala superior y tracciona el ala inferior. Para absorber esa tracción en el ala inferior del tablero, se ha dispuesto un pretensado transversal en cada uno de los diafragmas (Figura 8).

El pretensado transversal está compuesto por 5 tendones en cada diafragma, variando desde 8 cordones de 0,62" en el diafragma del tirante T2 hasta 12 cordones en el del tirante T38. El pretensado transversal en el diafragma del tirante T1 lo componen 7 tendones de 22 cordones de 0,62".

Los 5 tendones transversales de postesado se repar ten en la longitud que ocupa el mogote de anclaje lateral de los tirantes en su unión con el tablero, posicionándolos de tal forma que no intersecten con la vaina del cable del tirante (Figuras 9 y 10), para lo que ha sido necesario un riguroso estudio en 3D del puente. La resultante del tesado de los tendones que forman el pretensado transversal pasa por el punto de introducción del axil del tirante en el tablero.

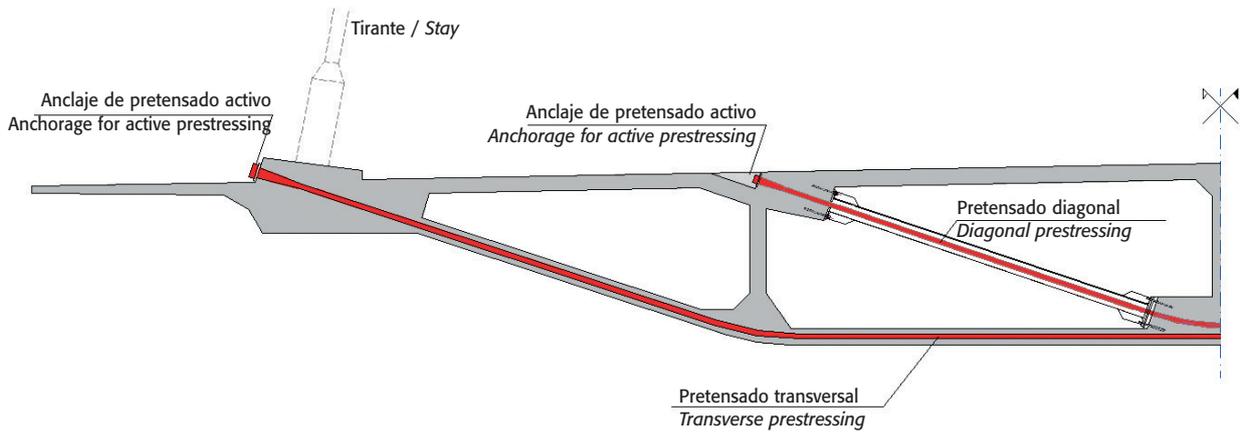
– Diafragma extremo pila P1

En el apoyo extremo del puente atirantado, pila P1 (ver figura 11), se disponen dos apoyos que se han separado transversalmente 20,00 m, de tal forma que, bajo la concomitancia de una reacción vertical junto con torsión, no se produzca levantamiento de

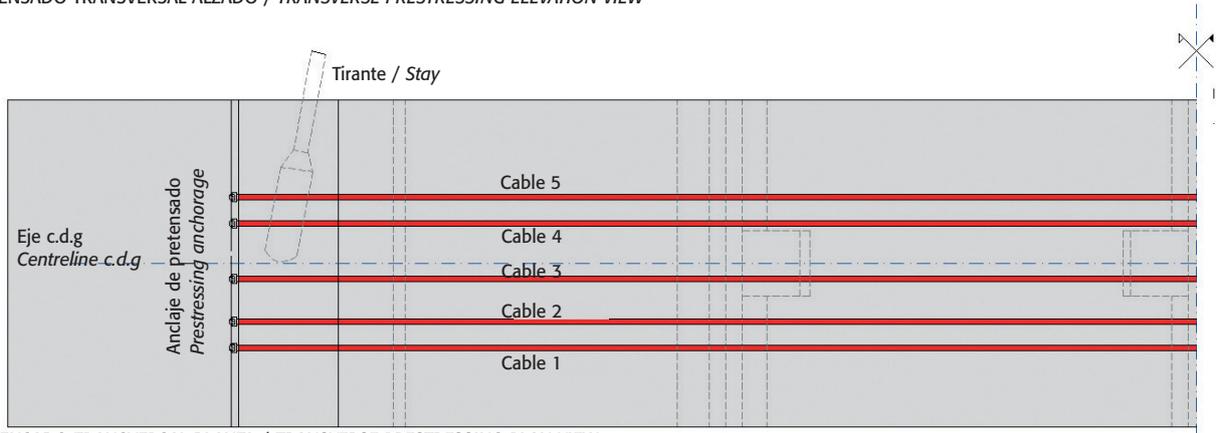


Figura 7. Colocación de vainas de pretensado longitudinal en el último tercio del tablero

Figure 7. Positioning longitudinal prestressed sheaths in the last third of the deck



PRETENSADO TRANSVERSAL ALZADO / TRANSVERSE PRESTRESSING ELEVATION VIEW



PRETENSADO TRANSVERSAL PLANTA / TRANSVERSE PRESTRESSING PLAN VIEW

Figura 8. Disposición del pretensado transversal. Sección y planta
Figure 8. Transverse prestressing, cross-sectional and plan views



Figura 9. Vainas de pretensado transversal en la salida del tirante
Figure 9. Transverse prestressing sheaths around the base of the stay

Exceptionally, the transverse prestressing in the stay T1 diaphragm comprises seven tendons with 22 0.62" strands.

The five transverse post-tensioned tendons are distributed along the stay anchorage blister secured to the deck without intersecting with the stay cable sheath. The exhaustive three-dimensional study of the bridge this arrangement required showed that the force resulting from prestressing the transverse tendons passes through the point where the

axial load is transferred from the stay to the deck (Figures 9 and 10).

- Diaphragm in edge pier P-1

Two bearings 20.00 m apart in the transverse direction are positioned at the end of the bridge, at pier P-1 (see Figure 11), to prevent either bearing from rising in the event of a vertical reaction in conjunction with torque; consequently, the reactions in pier P-1 are always positive. In any event, since the deck is supported by the stays, the vertical



Figura 10. Vista inferior del tablero terminado. Al fondo, la pila P1 y el viaducto de acceso
Figure 10. Finished bridge soffit with pier P-1 and the approach viaduct in the background

ninguno de los apoyos; de esta forma las reacciones en la pila P1 son siempre positivas. Hay que tener en cuenta que la reacción vertical en esta pila, al estar sustentado el tablero por los tirantes, es relativamente pequeña frente a torsores concomitantes.

Para materializar esta separación entre apoyos, es necesario disponer un diafragma transversal en el tablero, que transmita el cortante vertical, torsor y cortante horizontal a los apoyos (Figura 12). Para ello, se ha dispuesto un diafragma de 3,00 m de anchura, que está pretensado transversalmente en la parte superior con 3 tendones de 25 cordones de 0,62" y en la parte inferior con 5 tendones de 25 cordones de 0,62".

La reacción horizontal de viento en el tablero es recogida mediante una viga metálica empotrada en la parte inferior del tablero, que transmite la carga horizontal a las pilas P-1. La viga apoya lateralmente sobre un neopreno teflón de 450 x 600 mm que está anclado en la pila. Esta viga metálica recoge toda la carga transversal del tablero (2.730 kN), ya que los apoyos verticales del tablero en la P1 son apoyos libres tipo POT, que apenas recogen una carga horizontal igual al 3% de la carga vertical transmitida por el apoyo.

2.2. Atirantamiento

Se proyectan 4 planos de tirantes con un total de 152 cables (Figura 13). El tablero del puente está recogido por dos planos de tirantes, que están separados transversalmente 28,00 m y longitudinalmente 7,00 metros (Figura 16), completando 38 parejas de tirantes para la sustentación del tablero y otras tantas para la retenida (Figura 14).

Al estar dispuestos los tirantes en ambos extremos laterales del tablero, éstos no sólo reducen las flexiones longitudinales del tablero sino también las torsiones. En realidad es un juego de rigideces, ya que el tablero asume una mayor o menor flexión o torsión en función de su rigidez respecto del plano de cables. Lógicamente, el tablero es muy flexible a efectos de

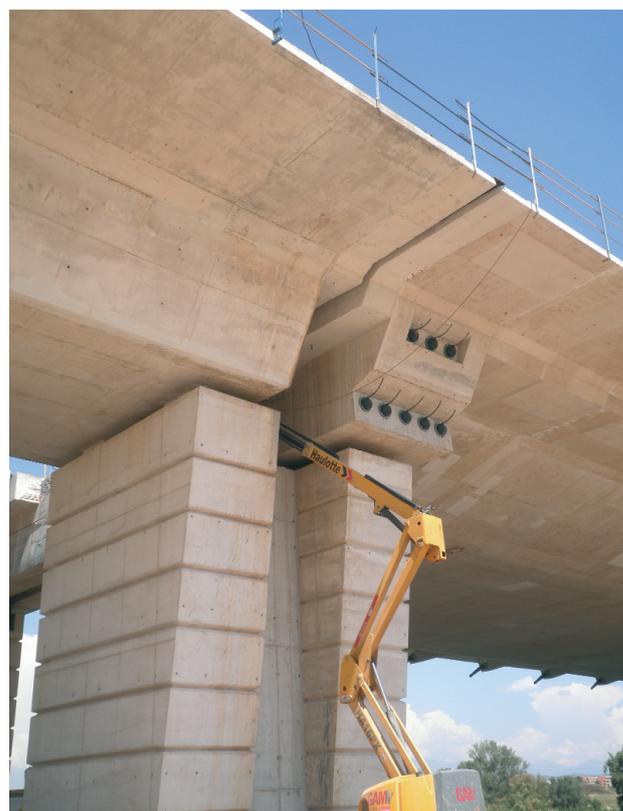


Figura 11. Pila P-1, P-2 y diafragma extremo. Unión del puente atirantado con el viaducto de acceso

Figure 11. Piers P-1 and P-2 and end diaphragm. Abutment between cable-stayed bridge and approach viaduct

flexión dada la importante luz del puente, por lo que el atirantamiento es muy activo; sin embargo, frente a torsión, el doble plano de cables no es tan eficaz, por la importante rigidez torsional de la sección cajón del tablero.

El doble plano de tirantes del tablero separa físicamente el tráfico rodado del tráfico peatonal, ya que los tirantes no están en el borde del tablero, sino en una franja de separación entre el tráfico rodado y los peatones

Los tirantes de retenida equilibran los tirantes de sustentación en el pilono y transmiten la carga hasta los muertos de anclaje. En el pilono, las fuerzas proce-

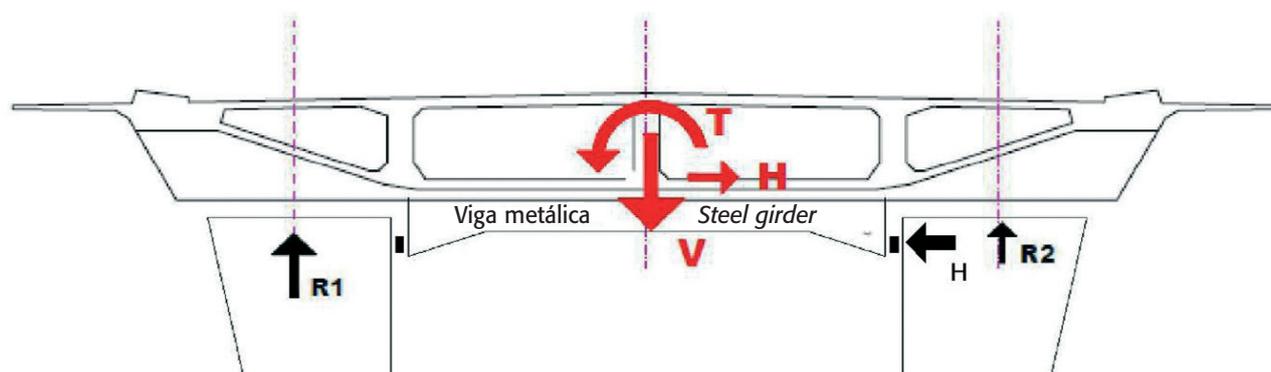


Figura 12. Esquema del diafragma extremo sobre pila P1

Figure 12. End diaphragm on pier P-1 Load diagram



Figura 13. Tirantes de sustentación del tablero en dos planos de 38 cables cada uno

Figure 13. Deck stays on two planes containing 38 cables each

reaction in this pier is relatively small compared to the concurrent torque.

For the separation between bearings to be effective, the deck had to be fitted with a transverse diaphragm to transfer the vertical and horizontal shear, as well as the torque, to the bearings. The 3.00-m wide diaphragm used for this purpose was prestressed transversely at the top with three and at the bottom with five tendons consisting in both cases of 25 0.62" strands.

The horizontal reaction to wind is absorbed by a steel girder embedded underneath the deck, which transfers the horizontal load to pier P-1. The girder rests laterally on a 450 x 600-mm neoprene pad anchored on the pier. This steel girder absorbs the entire transverse load on the deck (2 730 kN), since the vertical bearings on P-1 are POT-type bearings able to absorb horizontal loads barely equal to 3 % of the vertical load transferred by these same bearings.

2.2. Cable stays

The design envisages a total of 152 cables on four planes (Figure 13). The bridge deck is borne by two planes of stays, spaced transversely at 28.00 m and longitudinally

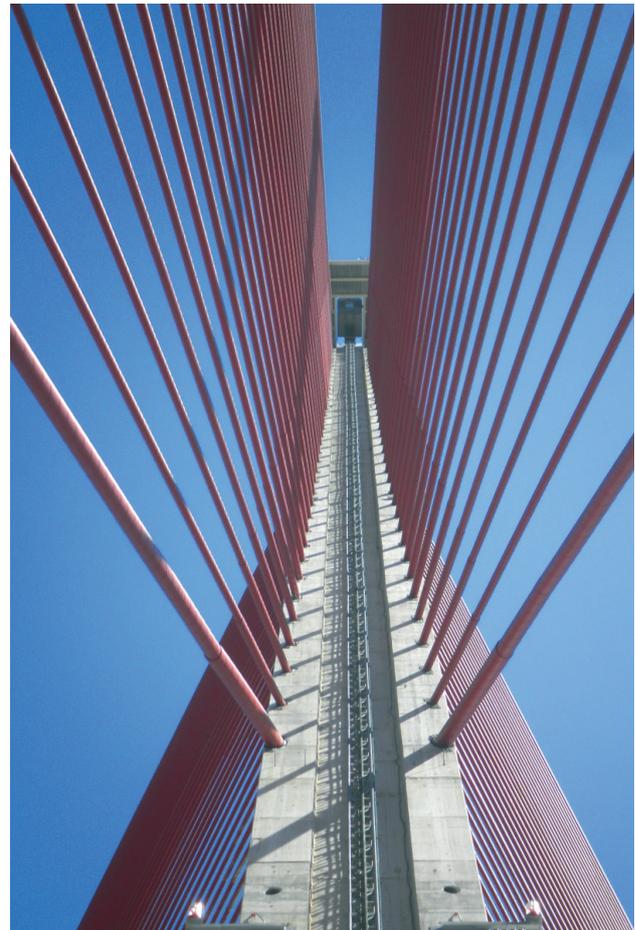


Figura 14. Confluencia de los 4 planos de tirantes en el pylon

Figure 14. Convergence of the four planes of stays at the pylon

at 7.00 m (Figure 16), with 38 pairs of stays supporting the deck and a further 38 constituting back stay cables (Figure 14).

Since the stays are positioned near the two longitudinal edges of the deck, they reduce not only longitudinal bending but also torque. The system can actually be reduced to a question of stiffness, for the deck can bend or twist more or less depending on its stiffness with respect to the plane of cables. Given the long span of the bridge, the deck bends very flexibly, making the stay system highly active. The twin plane of cables is not as effective with respect to torque, however, due to the substantial torsional stiffness of the box girder that forms the deck.

The two planes of deck stays are located not at the edge of the deck, but along a strip that physically separates vehicle from pedestrian traffic.

The back stays offset the support stays on the pylon and transfer the load to the anchor blocks. At the pylon, one of the components of the forces generated by the support stays runs along the pylon centroid and the other along the back stays.

The 38 pairs of back stays, forming two divergent planes, stabilise the pylon longitudinally and transversely against



Figura 15. Cesta desde la que se realiza el tesado de los cables de sustentación
 Figure 15. Man lift for stressing the support cables

dente de los tirantes de sustentación se descomponen en la directriz del pilono y en los tirantes de retenida.

Los tirantes de retenida se constituyen en un doble plano de 38 tirantes por plano, abiertos transversalmente, estabilizando el pilono longitudinalmente y transversalmente frente a cargas e inestabilidades del pilono como elemento comprimido. Este doble plano garantiza un elevado arriostamiento del pilono, permitiendo que pueda mantenerse en límites importantes de esbeltez, a pesar de ser un elemento fuertemente comprimido.

Los tirantes están formados por cordones monoprottegidos de 7 alambres con un diámetro de 150 mm². En el vano de sustentación, los tirantes varían desde 25 a 97 cordones, según la posición dentro del puente. En la retenida los tirantes varían desde 11 a 84 cordones. Los tirantes de sustentación tienen una longitud que varía desde 91,57 m a 410,67 m y de 145,71 m a 235,86 m para los de retenida.

El tesado de los tirantes de sustentación se ha realizado desde los mogotes de anclaje del tablero (Figura 15). Los tirantes de retenida se tesan desde la galería interior de los muertos de anclaje. El cálculo de los tirantes viene condicionado por la tensión media del tirante bajo combinación característica en servicio, que debe estar por debajo de $0,45.f_u$, y la tensión máxima, que debe ser inferior a $0,50.f_u$. En el cálculo de la tensión máxima se incluye la tensión de

flexión por viento, que en los tirantes más largos es importante. La limitación por fatiga no ha sido condicionante en el dimensionamiento de ningún cable, por tener el puente un ratio reducido de sobrecarga/cargas permanentes.

En los anclajes de los tirantes se ha dejado siempre la posibilidad de añadir algún cordón más en el tirante, para el caso de un sobrepeso de la estructura o labores de mantenimiento.

– Procedimiento de cálculo de tirantes.

El procedimiento para el cálculo de los tirantes de sustentación del tablero considera un estado de cargas fijado en el proyecto para cargas permanentes, tal que la componente vertical del tirante coincida con la reacción de viga continua a tiempo infinito. Para conseguir esto, se incrementa inicialmente el tesado en los tirantes para minimizar los efectos reológicos de fluencia y retracción a tiempo infinito, debido a que el desarrollo de la reología reducirá la carga de los cables a largo plazo. De esta manera, se genera lo que hemos llamado ESTADO 0, suma del estado de cargas permanentes y del tesado de los cables para tiempo inicial.

Posteriormente, se calcula el puente para sobrecargas, obteniéndose el axil de los tirantes según un modelo no lineal de cálculo (no linealidad de cables, efectos de 2º orden en tablero y pilono, etc.)

loads and instabilities induced by compressive forces. This twin plane ensures that the pylon is braced firmly enough to accommodate a high slenderness ratio despite those forces.

The coated strands comprising the stays consist of seven 150-mm² diameter wires. The support stays comprise from 25 to 97 strands depending on their position on the bridge. The back stays contain from 11 to 84 strands. The length of the support stays ranges from 91.57 to 410.67 m while the back stays measure from 145.71 to 235.68 m.

The support stays were stressed from the anchor blisters on the deck. The back stays were stressed from the gallery inside the anchor blocks. Stays were designed to comply with the mean and maximum stress requirements in typical service circumstances, i.e., $<0.45 \cdot f_u$ and $<0.50 \cdot f_{u'}$ respectively. The maximum stress calculation included wind action, which is substantial on the longer stays. Cable engineering was not conditioned by fatigue limitations because the bridge has a low live load/permanent load ratio.

The stay anchorages were designed to be able to house additional strands to respond to structural overloads or maintenance work.

– Procedure for calculating stays

The procedure for engineering the deck stays assumed a design load state for permanent loads such that the vertical component of the stay concurs with the reaction in a continuous girder at time = infinity. This was achieved by

initially intensifying stay stressing to minimise the rheological effects of creep and shrinkage at time = infinity because rheological development reduces the load on the cables in the long run. This generates what is referred to here as STATE 0, the sum of the permanent loads and the loads induced by initial cable stressing.

The bridge was subsequently engineered for live loads to find the axial force on the stays with a non-linear numerical model (cable non-linearity, second order effects in the deck and pylon and so on).

Since the stays are over 100 m long, non-linear calculations were based on the Ernst modulus, using Equation (1).

$$E_{\tau} = \frac{E}{1 + \frac{q^2 d^2 EA}{12T^3}} \quad (1)$$

where E is the elastic modulus of the material, q the linear weight of the stay, d the horizontal projection of the stay, A the cross-section area and T the stress on the cable.

The back stays were calculated to practically cancel pylon bending in the initial permanent load state, assuming that given the slant on the pylon, its self weight would contribute effectively to countering the weight of the deck.

The staying system was engineered and designed to the specifications laid down in the Manual de Tirantes [3] and the part of Eurocode 2 [ENV 1992-2:1996, informative annex 107] [4] on cable-stayed bridges relating to bridge engineering in the event of failure of any of the cables.



Figura 16. Tirantes separados longitudinalmente cada 7,00 metros en el tablero
Figure 16. Stays spaced at 7.00 m longitudinally along the deck

Por ser tirantes de más de 100 m de longitud, se ha tenido en cuenta en el cálculo no lineal el módulo de Ernst, mediante la Ecuación (1).

$$E_r = \frac{E}{1 + \frac{q^2 d^2 EA}{12T^3}} \quad (1)$$

donde E es el módulo elástico del material, q el peso lineal del tirante, d es la proyección horizontal del tirante, A es la sección y T es la tensión del cable.

Los tirantes de retenida se han calculado para anular prácticamente las flexiones en el pilono para el estado de cargas permanentes inicial, considerando que el peso propio del pilono, por la inclinación que éste tiene, colabora eficazmente como contrapeso del tablero.

Para el cálculo y diseño del sistema de atirantamiento se siguen las prescripciones del Manual de Tirantes [3] y la parte dedicada a puentes atirantados en el Eurocódigo 2 [ENV 1992-2:1996, anexo informativo 107] [4] en lo concerniente al cálculo del puente considerando la rotura de algún cable.

2.3. Pilonos

El pilono se constituye como un elemento singular dentro de la concepción y el diseño global del puen-

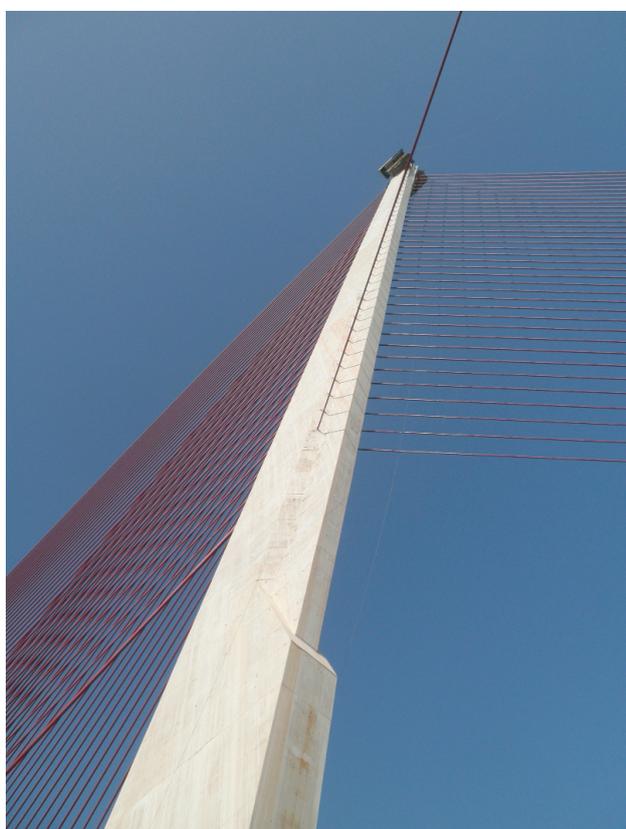


Figura 18. Vista lateral del pilono según un plano de retenida
Figure 18. Side view of the pylon and one back stay plane



Figura 17. Vista del puente atirantado desde el viaducto curvo de acceso

Figure 17. View of the cable-stayed bridge from the approach viaduct

te (Figura 17). Es un mástil esbelto de hormigón armado de 4,00 m de anchura, situado en la mediana del puente, con una longitud de 189,76 m y una altura sobre tablero de 174,31 m. El pilono está inclinado un ángulo de $22,195^\circ$ sobre la vertical, equilibrando con su peso parte del peso del tablero (Figura 18).

Longitudinalmente el canto del pilono varía entre 15,30 m en el empotramiento con el tablero hasta 4,00 metros en su parte superior (Figura 19). Sobre el pilono se dispone un mirador panorámico, alcanzando una altura total de 192,00 metros sobre el terreno natural, lo que lo convierte actualmente en el puente más alto de España y el pilono inclinado más alto de Europa [5] (Figura 20).

El pilono está sometido a importantes compresiones; asimismo, para diferentes estados de sobrecarga, aparece una elevada flexión longitudinal por la propia rigidez del mismo. Los cables de retenida juegan un importante papel en la disminución de la flexión en el empotramiento del pilono, al equilibrar gran parte del tiro de los cables de sustentación.

Transversalmente, el pilono posee una sección muy esbelta en relación a su gran altura, al tener tan sólo 4,00 m de anchura para una longitud de casi 190 m. Evidentemente, para poder mantener estas dimensiones en el pilono, se hace necesario un importante arriostramiento transversal, que se consigue abrien-

SECCIONES DE PILONOS SEGÚN LA ALTURA / PYLON CROSS-SECTIONS AT SEVERAL ELEVATIONS

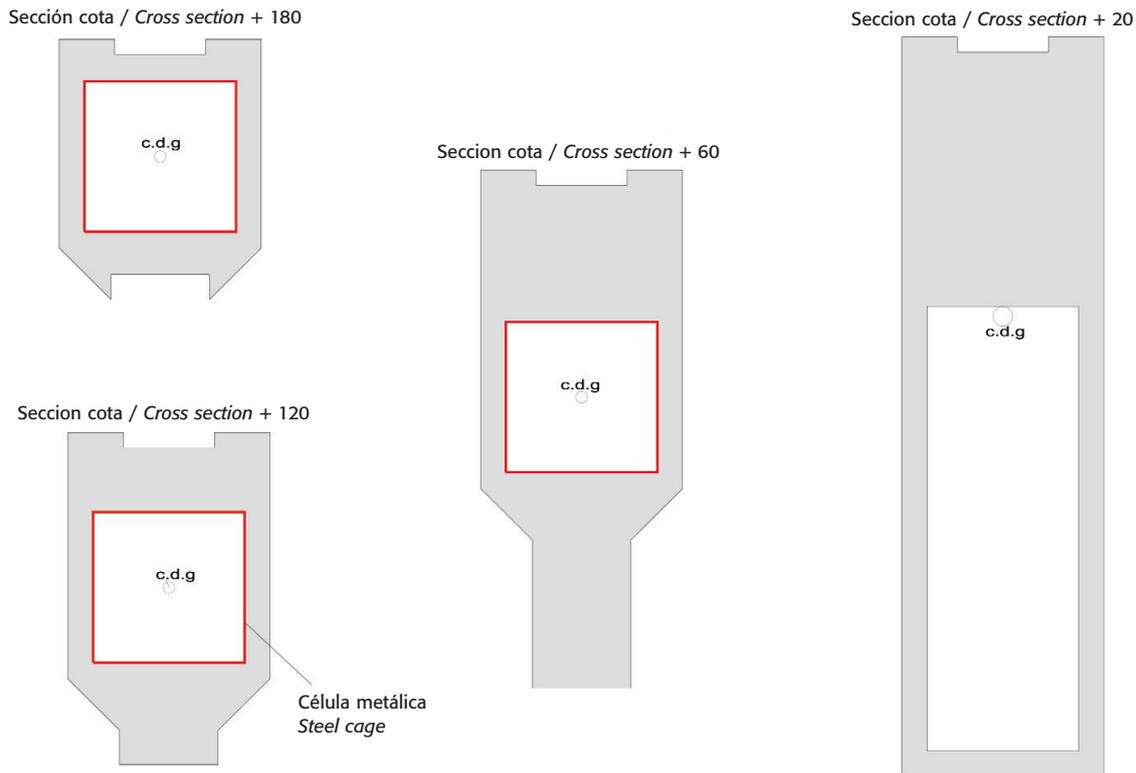


Figura 19. Secciones transversales del pylon según la altura
 Figura 19. Pylon cross-section at several elevations

2.3. Pylon

The pylon is a distinctive element in the overall design of this bridge (Figure 17). A slender mast just 4.00 m wide, it towers 174.31 m over the deck at mid-span and covers a total length of 189.76 m. It is slanted at a 22.195° angle from the vertical, offsetting part of the weight of the deck with its own weight (Figure 18).

The depth of the pylon varies along its length from 15.30 m at the abutment with the deck to 4.00 metres at the top (Figure 19). The pinnacle, which houses a lookout, stands 192.00 m over the natural grade level, making it the tallest bridge at this time in Spain and the tallest slanted pylon in Europe [5] (Figure 20).

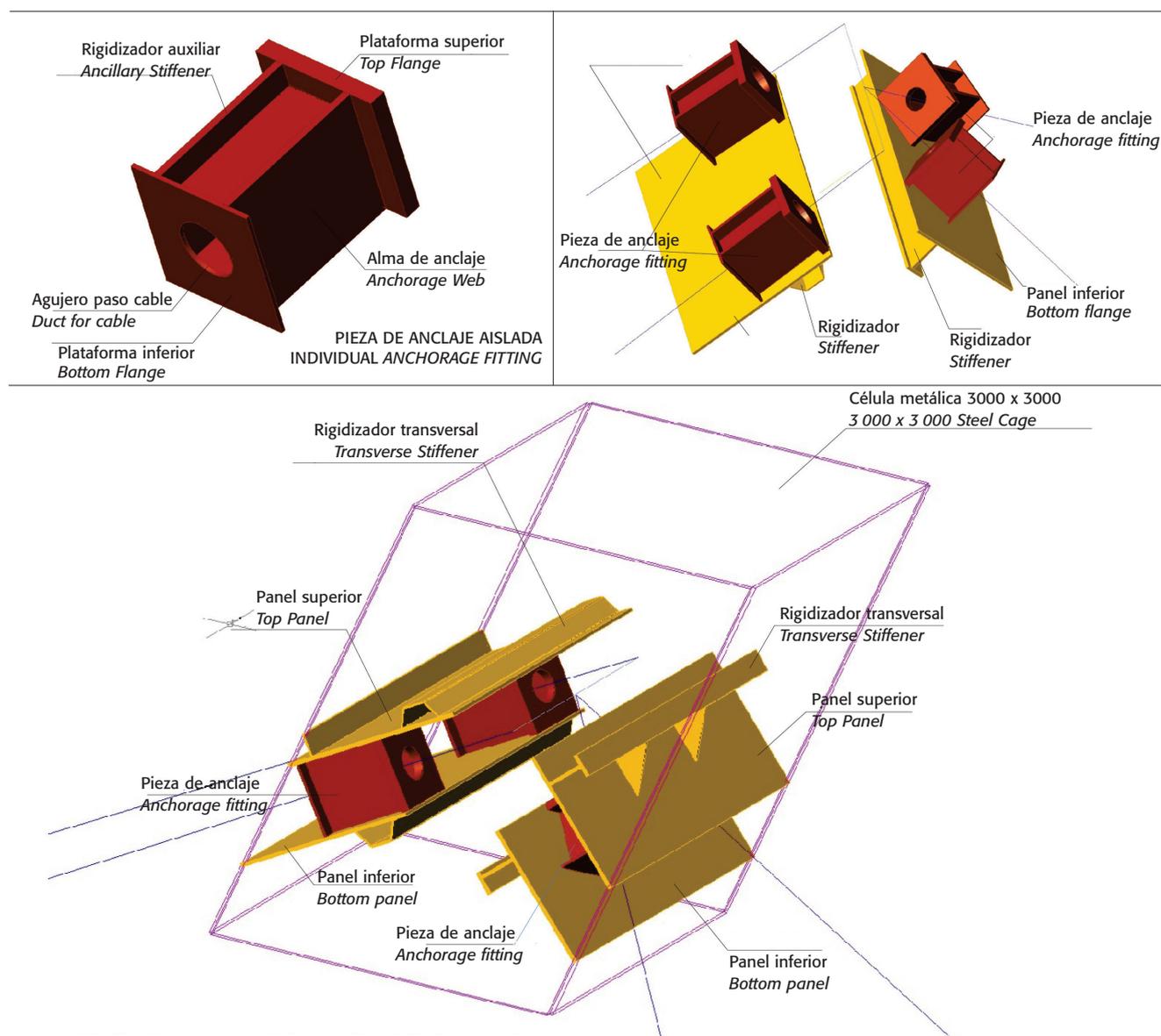
The pylon is under considerable compressive stress, while under certain live loads its very stiffness favours high longitudinal bending. The back stays play an important role in reducing bending at the pylon-bulkhead-deck node by largely offsetting the pull generated by the support cables.

The pylon has a very slender cross-section compared to its enormous height, being just 4.00 m wide and nearly 190 m long. These dimensions obviously call for significant transverse bracing, achieved by fanning the two back stay planes outward and thereby bracing the pylon spatially in the two planes of buckling. Transversely, the pylon is exposed to loads such as wind action (wind speeds upward of 220 km/h at the head), equivalent geometric imperfections and transverse sloping.

The loads obtained revealed the need for high-strength concrete HSC-70 (made with silica fume-free white cement) in the entire pylon. Self-compacting concrete was



Figura 20. Encofrado autotrepante
 Figure 20. Self-climbing formwork



ANCLAJE DE TIRANTES EN CÉLULA METÁLICA DE PILONO / STAY ANCHORAGE IN STEEL CAGE INSIDE PYLON

Figura 21. Anclaje de tirantes en la célula metálica del pilono
Figure 21. Stay anchorage in the steel cage inside the pylon

do el plano de tirantes de retenida. De esta manera, el pilono queda arriostrado espacialmente en los dos planos de pandeo. Transversalmente, el pilono se ve sometido a cargas de viento (vientos superiores a 220 km/h en cabeza), cargas equivalentes por imperfecciones geométricas, gradiente transversal, etc.

Los esfuerzos obtenidos han hecho necesaria la utilización de hormigones de alta resistencia HAR-70 en todo el pilono, con la utilización de cemento blanco sin adiciones de humo de sílice. Estos hormigones eran autocompactantes por la importante cuantía de armado, especialmente en la zona de solape de armaduras en las diferentes puestas. La sección de hormigón está fuertemente armada en toda su altura.

En el pilono se distinguen básicamente dos tramos: un primer tramo exento de anclaje de tirantes, hasta la cota 62,00 m aproximadamente, y un segundo tramo

correspondiente a la zona de anclaje de los tirantes, que aloja en su interior una célula de acero de 3.000 x 3.000 mm, en la que se anclan los tirantes. Esta célula metálica colabora, además, en la resistencia global del pilono como elemento mixto.

Las secciones del pilono en la zona de anclaje de tirantes varían tanto en cabeza como en cola, pero mantienen el centro de gravedad de la sección en el centro del cuadrado de la célula metálica, de tal forma que el centro de gravedad de la sección mixta se corresponde con un eje rectilíneo inclinado 67,80° respecto de la horizontal.

– Anclaje de los tirantes en el pilono.

En la célula metálica se realiza el anclaje pasivo de los tirantes (Figuras 21 y 22). Lógicamente, esta célula-

used due to the high reinforcement ratio throughout the structure, particularly where the reinforcement overlaps at inter-jump areas.

The pylon can be divided into essentially two sections: the first 62.00 m with no stay anchorages, and the remainder, which houses a 3 000 x 3 000-mm steel cage to anchor the stays. This steel cage also contributes to the overall strength of the pylon as a composite member.

Both the head and tail of the pylon cross-sections vary in the stay anchorage area, although the centre of gravity of the cross-section remains in the centre of the square steel cage. Hence, the centre of gravity of the composite cross-section is a straight line slanted at 67.80° from the horizontal.

– Anchoring the stays on the pylon

The stays are anchored passively in the steel cage (Figures 21 and 22). This steel cage logically balances the longitudinal tensile stresses in the bridge, which need not be transferred to the concrete, as well as transverse tensile loads, especially as generated by the back stays. It also participates in the bending-compressive strength of the pylon as a composite member. Due to the deformation induced on the side panels in the steel cage when the stays are stressed, some of the tensile stress is transferred to the surrounding concrete. These tensile stresses are greater on the side of the concrete in contact with the steel cage and very small on the outer surface (due to the eccentric transfer of the load from the panel to the slab). The low stress on the steel in the panel and reinforcement prevent vertical cracking on the sides of the pylon, as verified during actual construction, when no longitudinal cracking was observed in this tower.

On the one hand, the steel cage transfers the axial load (N) received from the stays to the concrete, while on the other, the imbalance of horizontal forces (ΔH) between the front and back stays is transferred to the pylon as shear. The steel cage is bolted flexibly to the concrete with studs.

The steel cage consists of two front and two side panels. The latter directly absorb the load transferred by the stay anchorages. The front panels are no more than 30 mm thick and the side panels no more than 40 mm. The cage is 131.50 m long and contains 754 t of steel. The front panels house oval-shaped handholes to remove the cable draw wires.

The ancillary elements needed to anchor the stays inside the steel cage are described below.

- Anchorage fittings: these fittings are the sockets that anchor the stays passively. They transfer the load to parallel or anchorage panels. The fittings are positioned inside the panels at the angle required for each stay.
- Anchorage panels: these panels transfer the load received from the anchorage fittings to the side panels

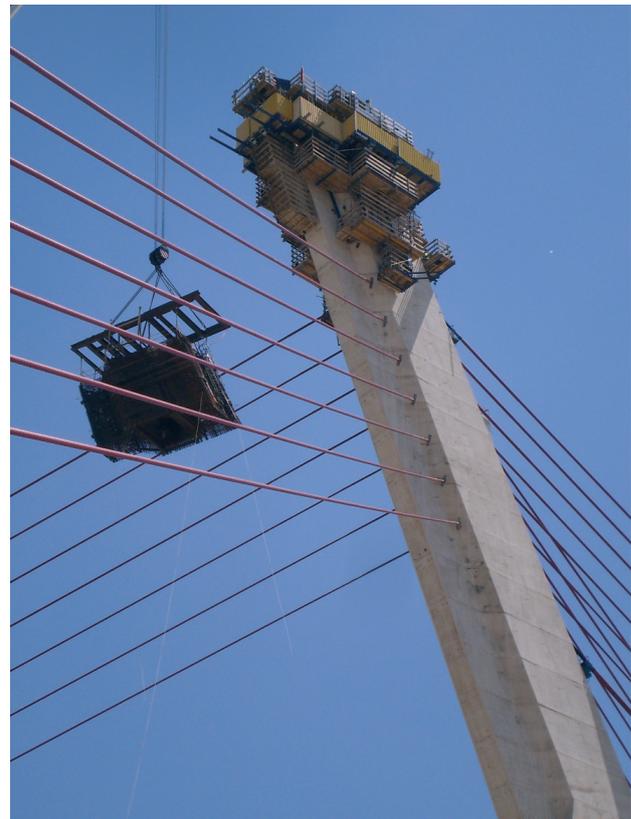


Figura 22. Izado de tramo de célula entre tirantes de retenida
Figure 22. Hoisting section of cage between back stays

on the steel cage. Two anchorage panels are used, top and bottom, of the same size, although the point where the load is applied differs in the vertical direction.

The cage contains a 0.80 x 3.00-m manhole for workers anchoring the stays.

The steel cage was engineered and designed to Eurocode 3 [6] specifications.

– Pylon analysis

Analysing the pylon was a complex task, inasmuch as the bridge layout and the dimensions of the pylon itself called for non-linear analysis of both the geometry and the material. Linear analysis was useful only as a reference to find the positions of the least favourable loads (from lines of influence) and to pre-dimension the reinforcement in the pylon cross-sections (Figure 23).

The non-linear calculation was performed using the general (theoretically) second order analytical method, in which the pylon was suitably modelled, account taken of the geometrical imperfections of the structural members (equivalent geometrical imperfections or set of self-balancing forces). In this exercise, cable non-linearity was based on stress-strain diagrams. "Tension stiffness" was not addressed in the pylon stiffness calculations.

The non-linear calculation was performed further to the following principles.

la metálica equilibra las tracciones en dirección longitudinal del puente –que no resulta necesario transmitir al hormigón– y las tracciones transversales, especialmente de los tirantes de retenida. Además, esta célula participa en la resistencia a flexo-compresión de la sección del pylon como sección mixta. Por la deformación, al tensarse los tirantes, de los paneles laterales de la célula metálica, se transmiten unas tracciones al hormigón que rodea el panel metálico. Estas tracciones son más importantes en la cara de hormigón adosada al panel metálico, siendo muy reducidas en la cara exterior (por la excentricidad de la inyección de carga del panel en la losa). La baja tensión del panel de acero y la armadura dispuesta en el hormigón evitan la fisuración vertical de las caras laterales del pylon, como se fue comprobando durante la ejecución de la obra, en la que no se observó fisuración longitudinal en el pylon.

Por un lado, la célula metálica transfiere al hormigón la carga axil (N) que los tirantes le transmiten, y por otro lado, la descompensación de fuerzas horizontales (ΔH) entre los tirantes delanteros y traseros se transmitirá al pylon en forma de cortante. La célula metálica se conecta mediante conexión flexible con pernos tipo “stud”.

La célula metálica se compone de dos paneles frontales y dos paneles laterales; estos últimos, recogen directamente la carga que les transmiten las piezas interiores de anclaje de los tirantes. La célula tiene un espesor máximo de 30 mm para los paneles frontales y de 40 mm para los paneles laterales. La longitud de la célula metálica es de 131,50 m con un peso de acero de 754 t. En los paneles frontales se realizan unos agujeros en forma de elipse para permitir la salida de los tubos guía de los cables.

Para materializar el anclaje de los tirantes dentro de la célula metálica se necesitan unas piezas auxiliares que se describen a continuación:

- Piezas de anclaje. Estas piezas son los casquillos donde descansa el anclaje pasivo de los tirantes y transfieren la carga hasta unos paneles paralelos o paneles de anclaje. Estos casquillos se posicionan dentro de estos paneles consiguiendo la orientación apropiada para cada tirante.
- Paneles de anclaje. Estos paneles reciben la carga de las piezas de anclaje y la transmiten hasta los paneles laterales de la célula metálica. Existen dos paneles de anclaje: superior e inferior, de iguales dimensiones, aunque el punto de aplicación de la carga es diferente en su dirección vertical.

En el diseño de la célula se reserva un espacio libre de 0,80 x 3,00 m para el paso de operarios durante la colocación de los anclajes pasivos.

El cálculo y diseño de la célula metálica se realiza según las prescripciones del Eurocódigo 3 [6].

– Análisis del Pylon

El análisis del pylon es complejo ya que, por la configuración del puente y las dimensiones del propio pylon, debe realizarse un análisis no lineal, considerando tanto la no linealidad geométrica como la no linealidad del material. El análisis lineal nos sirve, únicamente, como referencia para encontrar (por líneas de influencia) las posiciones de la carga que pueden ser pésimas en el cálculo y realizar un predimensionamiento de armadura de las secciones del pylon (Figura 23).

En definitiva, se realiza un cálculo no lineal por el método general de análisis en teoría de segundo orden, en el que se ha modelizado adecuadamente el pylon mediante unas imperfecciones geométricas constructivas de los elementos estructurales (imperfecciones geométricas equivalentes o conjunto de fuerzas auto-equilibradas), se ha considerado la no linealidad del material mediante los diagramas tensión-deformación y se ha evaluado la no linealidad de los cables. No se ha considerado “tension stiffness” para el cálculo de la rigidez del pylon.

El cálculo no lineal del pylon se ha realizado según los siguientes principios:

– a) Invalidez del Principio de Superposición

En el cálculo no lineal no es aplicable el principio de superposición. Es necesario introducir en el modelo una única carga mayorada, que sea combinación de los diferentes estados de carga, a los que previamente se les han aplicado los coeficientes de mayoración correspondientes.

Así, el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Definición de diversas combinaciones de carga, como sumas de estados de carga mayorados.
- Realización de un análisis lineal con estas hipótesis de cálculo y obtención de los máximos esfuerzos con sus concomitantes para cada una de las barras del modelo.
- Elección de las barras que se consideren críticas en el cálculo del pylon según los esfuerzos obtenidos y qué hipótesis de cargas los producen.
- Elegida la hipótesis de carga que interese estudiar, ésta se convierte en un estado de carga único mayorado.
- Con el anterior estado de carga, se realiza un análisis no lineal, tanto en geometría como en comportamiento del material.

– b) Imperfecciones geométricas equivalentes.

Los efectos de la no linealidad del comportamiento del pylon, de las imperfecciones constructivas y de las imperfecciones del material se tienen en

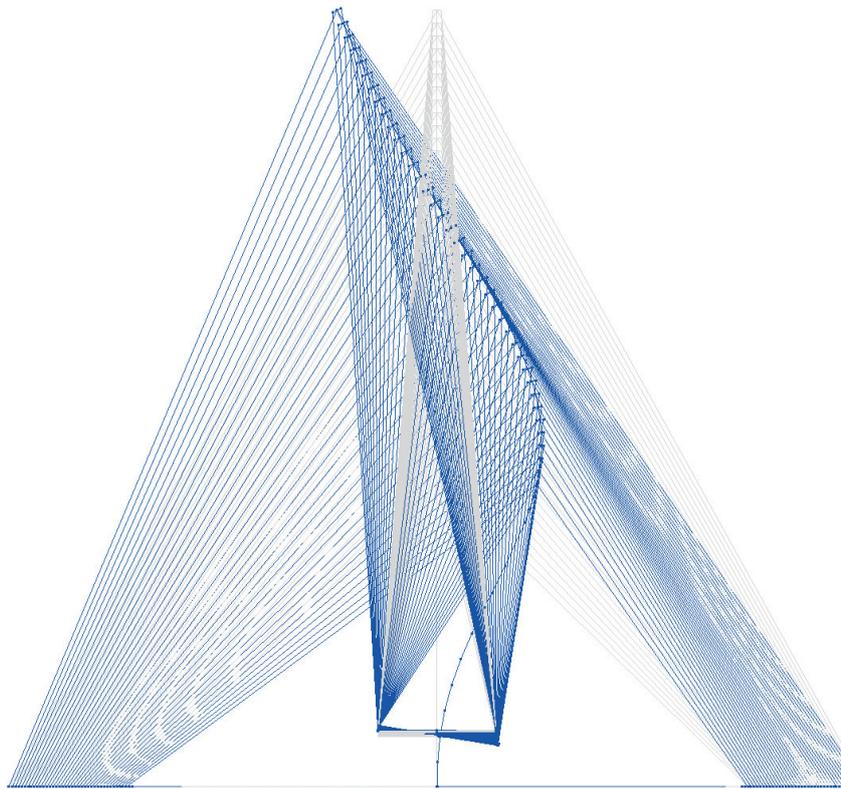


Figura 23. Primer modo de pandeo del pilono
Figure 23. First coupling mode in the pylon

– a) *Non-application of the superposition principle*

This principle is not applicable to non-linear calculation. A single factored load must be entered in the model, which must be a combination of the various load states after applying the respective load factors.

The procedure to be followed is:

- *definition of several load combinations as the sums of factored load states*
- *performance of linear analysis with these assumptions and calculation of the maximum and any concurrent forces for each reinforcement bar in the model*
- *choice of bars regarded as critical to engineer the pylon on the grounds of the forces calculated and the underlying load hypotheses*
- *determination of the load hypothesis to be studied, which then becomes the single factored load*
- *application of the aforementioned load state to perform non-linear analysis for both geometry and material behaviour.*

– b) *Equivalent geometric imperfections*

The effects of non-linearity in pylon behaviour, construction imperfections and material imperfections are taken into consideration by modifying the initial

pylon geometry, i.e., by including certain equivalent geometric deformations in the calculations. These deformations do not take second order effects into consideration.

The imperfections were assessed in accordance with Eurocode 2 [4], assuming that the pylon is slanted at an angle of $h/200$ radians from the vertical, where “h” is the total height of the pylon in metres (Figure 24). Since the minimum, $1/200$, was the value applicable here, the slant on the pylon would generate transverse deformation of 0.90 m at the top. For calculation purposes, it is more practical to use an equivalent geometrical load on the plane perpendicular to the pylon centreline, applied at each bar node in the least favourable direction:

$$H_{\text{equivalent}} = \Delta N / 200$$

where ΔN is the increment in axial force on the node. These forces are applied to the structure: some are absorbed by the back stays that brace and stabilise the pylon and others by pylon bending, which depends on the stiffness of the structure.

Since the equivalent geometric loads depend on the axial load on the pylon, they vary with the load hypothesis chosen.

– c) *Non-linearity of the material*

Strain is determined from the stress-strain diagrams for concrete and steel, which correctly characterise material behaviour and simulate its actual behaviour

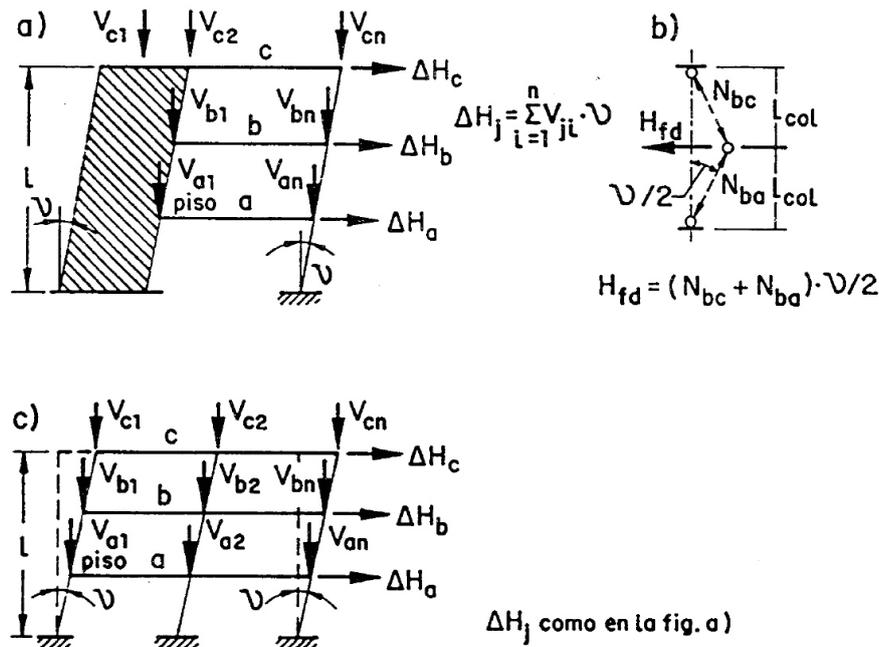


Figura 24. Cargas geométricas equivalente según el EC2
Figure 24. Equivalent geometric loads as per EC2

cuenta mediante la modificación de la geometría inicial del pilono, es decir, mediante la introducción de unas deformaciones geométricas equivalentes en el cálculo. Dichas deformaciones no consideran los efectos de segundo orden.

Las imperfecciones se han evaluado siguiendo el Eurocódigo 2 [4], suponiendo que el pilono está inclinado un ángulo con respecto de la vertical $h/200$ radianes, siendo "h" la altura total en metros del pilono (Figura 24). En este caso, rige el mínimo de $1/200$, por lo que la inclinación del pilono producirá una deformada transversal de 0,90 m en su extremo superior. Desde el punto de vista del cálculo es más práctico, considerar una carga geométrica equivalente en el plano perpendicular al eje del pilono, aplicada en el nudo de cada barra y según la dirección más desfavorable:

$$H_{\text{equivalente}} = \Delta N / 200.$$

siendo ΔN el incremento de axil experimentado en el nudo. Estas fuerzas se aplican sobre la estructura; parte son recogidas por los tirantes de retenida, que actúan como elementos estabilizadores arriostando el pilono, y parte por flexión del pilono, según las rigideces de la estructura.

Las cargas geométricas equivalentes, al depender del axil del pilono, serán diferentes en función de la hipótesis de cálculo que se esté desarrollando.

c) No linealidad del material.

Las deformaciones se determinan usando los diagramas tensión-deformación del hormigón y del acero, que caracterizan correctamente el comporta-

miento del material y que para unos esfuerzos dados simulan su comportamiento real. Se ha elegido el diagrama tensión-deformación establecido por el Eurocódigo 2 [4] donde se ha tomado:

$$f_c = f_{ck} / \gamma_c$$

$\epsilon_{c1} = 0,22 \%$ (deformación del hormigón para la tensión máxima)

$$\epsilon_{cu} = 0,25\%$$

Para el coeficiente de seguridad del hormigón, γ_c , se ha adoptado un valor de 1,20 recomendado por el Código Modelo [7] para el cálculo en segundo orden.

La deformación última del hormigón $\epsilon_{cu} = 0,25\%$ se ha tomado inferior al 0,35%; para considerar la fragilidad del pilono de hormigón de alta resistencia HAR-70 en relación a hormigones convencionales, ya que según la EHE-08:

$$\epsilon_{cu} = 0,0035 \left(50 / f_{ck} \right) f_{ck} \text{ en N/mm}^2$$

Para el acero de armar se ha tomado el modelo bilineal, con una deformación máxima en tracción del 1% y del 0,25% en compresión, y considerándose $f_{yd} = f_{yk}$. La rama superior se toma horizontal.

En el acero estructural del pilono se adopta un diagrama bilineal, pero con una limitación para la máxima deformación de $4 \epsilon_y$. La célula metálica, al estar conectada convenientemente al hormigón, se considera compacta.

Con los diagramas de comportamiento del material y con los esfuerzos obtenidos en la sección

for a given set of forces. The stress-strain diagram set out in Eurocode 2 [4] was chosen, from which:

$$f_c = f_{ck} / \gamma_c$$

$$\epsilon_{c1} = 0.22 \% \text{ (strain on concrete at peak stress)}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.25 \%.$$

The safety factor, γ_c , adopted for the concrete was 1.20, as recommended by the Model Code [7] for second order calculations.

The ultimate strain adopted for the concrete, $\epsilon_{cu} = 0.25 \%$, was lower than the usual 0.35 % to take into consideration the brittleness of the high-strength concrete (HSC-70) used in the pylon compared to conventional concrete, for according to EHE-08:

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 (50 / f_{ck}) f_{ck} \text{ en N/mm}^2.$$

A bilinear model was used for the reinforcing steel, with a peak tensile strain of 1 % and compressive strain of 0.25 % and taking $f_{yd} = f_{yk}$. The upper arm was regarded as horizontal.

A bilinear diagram was adopted for the structural steel in the pylon, but limiting maximum strain to $4 \epsilon_y$. Since the steel cage is suitably secured to the concrete, it was assumed to be compact.

The diagrams on material behaviour and the cross-sectional (axial and longitudinal and transverse bending) forces calculated were then used to find the equilibrium curvatures and consequently stiffness from the moment-curvature relationship:

$$\{ N, M_{yy}, M_{zz} \} \rightarrow \{ N / \chi_x ; M_{yy} / \chi_{yy} ; M_{zz} / \chi_{zz} \}.$$

These new stiffness values were entered in the program for the next iteration and those results entered in the following iteration and so on successively until convergence was reached between the forces and internal strain on the pylon.

– d) P-delta analysis:

P- δ analysis was used to calculate second order effects.

Static equilibrium for P- δ analysis is found from Equation (2):

$$[K] \{u\} + [Kg] \{u\} = \{P\} \quad (2)$$

where:

[K] - stiffness matrix for the structure

[Kg] - geometric stiffness matrix resulting from the axial forces for each model iteration

{u} - displacement vector

{P} - static load vector

When a pylon cracks, its stiffness declines, while the cables retain theirs: loads are consequently transferred from the former to the latter. For that reason, paradoxically, the forces on the pylon obtained in the non-linear calculation would be less unfavourable for the reinforcement than estimated with linear calculations. The stays, by contrast, would receive greater loads as the pylon becomes more flexible.

2.4. Deck-pylon bulkhead

The abutment between the deck and the pylon was a sensitive element in the design of this bridge, for it involved intersecting two very different members: the 36.00-m wide deck and the 4.00-m wide pylon (Figure 26). It was clearly identified as a Spanish concrete code "D" region, given the obvious geometrical discontinuity. The strut and tie method was used for this area, applying the lowest strain energy mechanism, which translates into minimising tensile stress. In addition, a number of finite element models were run with very complex, "solid" three-dimensional elements to ascertain the actual behaviour of the member.

Equilibrium was reached in the bulkhead as follows: the horizontal component of the slanted axial force transferred by the pylon is partially offset by the deck, while the rest generates an axial force underneath the bulkhead that slants in the opposite direction.

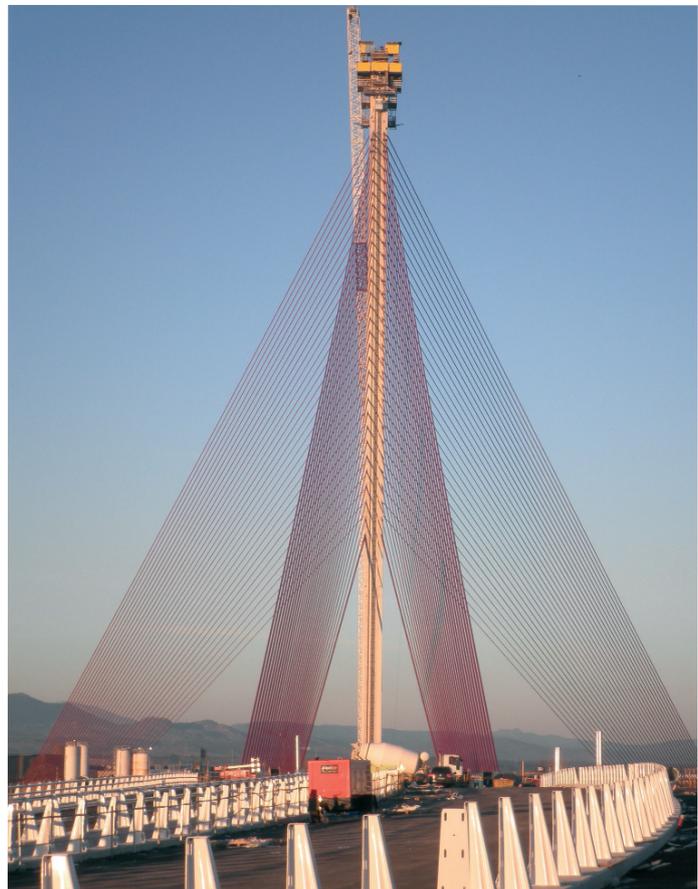


Figura 25. Pilon arriostrado por los planos de atirantamiento
Figure 25. Pylon braced by the stay planes



Figura 26. Mamparo en hormigón gris. Arranque de armado de pilono y pretensado transversal del mamparo
 Figure 26. Grey concrete bulkhead: pylon reinforcement springing and transverse prestressing in bulkhead

(axil, flector longitudinal y flector transversal) se calculan las curvaturas de equilibrio y por consiguiente la rigidez, según el diagrama momento - curvatura:

$$\{N, M_{yy}, M_{zz}\} \rightarrow \{N/\chi_x; M_{yy}/\chi_{yy}; M_{zz}/\chi_{zz}\}$$

Estas nuevas rigideces se introducen en el programa de cálculo para la siguiente iteración y así sucesivamente, hasta conseguir la convergencia entre los resultados de los esfuerzos y las deformaciones internas del pilono.

– d) Análisis P-delta.

El análisis en segundo orden se ha realizado en base a un análisis P- δ .

El equilibrio estático para un análisis P- δ queda reflejado en la Ecuación (2):

$$[K] \{u\} + [Kg] \{u\} = \{P\} \quad (2)$$

donde:

[K] - Matriz de rigidez de la estructura.

[Kg] - Matriz de rigidez geométrica resultado de los axiles en el modelo en cada iteración.

{u} - Vector desplazamiento.

{P} - Vector de cargas estáticas.

Hay que resaltar que al fisurarse las secciones del pilono comienzan a perder rigidez, mientras que los

cables mantienen la suya, produciéndose una clara transferencia de cargas desde el pilono hasta los tirantes; por esta razón y paradójicamente, los esfuerzos obtenidos en este cálculo no lineal en el pilono serán menos desfavorables para el armado que los obtenidos con un cálculo lineal. Sin embargo, los tirantes reciben más carga según se va flexibilizando el pilono (Figura 25).

2.4. Mamparo de unión tablero-pilono

El encuentro del tablero con el pilono es un elemento delicado en el diseño del puente, al maclarse dos elementos muy diferentes, como son el tablero, con una anchura de 36,00 m, y el pilono con una anchura de 4,00 m (Figura 26). Claramente, es una región D de la EHE, al existir una discontinuidad geométrica muy marcada. El método de cálculo utilizado para esta zona ha sido el método de bielas y tirantes, utilizando el mecanismo de menor energía de deformación, lo que se traduce en minimizar el trabajo a tracción. Además, se han realizado varios modelos de elementos finitos con elementos "sólidos" tridimensionales, muy complejos, para verificar el comportamiento real del elemento.

El esquema básico de equilibrio que se produce en el mamparo es el siguiente: la componente horizontal del axil inclinado transmitido por el pilono se equilibra en parte con el axil del tablero y la parte no equilibrada genera un axil bajo el mamparo con inclinación contraria al axil del pilono (Figura 27).

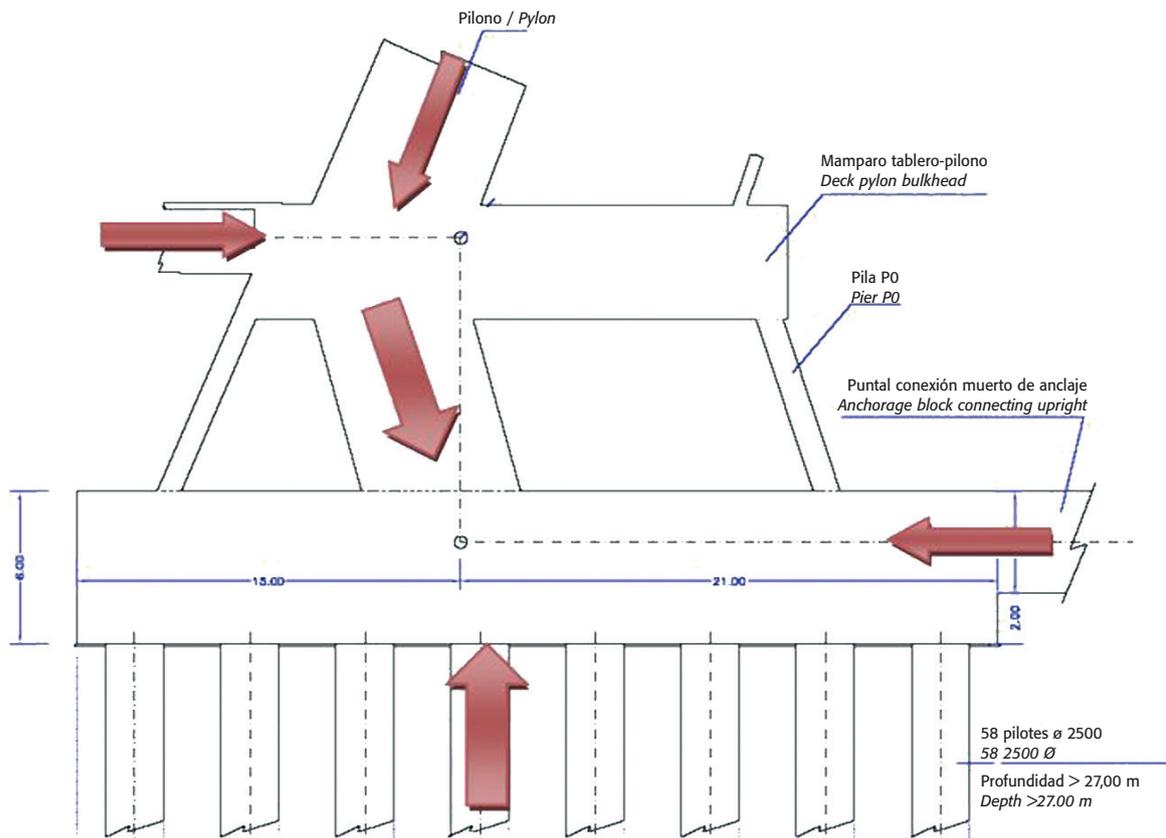


Figura 27. Esquema de fuerzas en arranque de pilono, tablero, cimentación y puntales
Figure 27. Force diagram for pylon springing, deck, foundations and uprights

While this arrangement is highly intuitive on the vertical plane, it is extraordinarily complex horizontally because the axial force in the pylon runs along a 4.00-m wide member while the deck force runs along a 36.00-m wide member, obviously calling for a three-dimensional strut and tie approach.

A bulkhead 4.50 m deep, 16.50 m wide and 19.00 m long was designed as the site for the aforementioned equilibrium. Strut and tie models involve substantial tensile stresses that must be accommodated with prestressing. This bulkhead is consequently prestressed transversely and longitudinally with four families of cables, consisting of up to 37 0.62" strands. The pylon-deck bulkhead was built with HSC-70 high-strength concrete.

2.5. Pylon foundations

The pylon has deep foundations. The 6 912 m³ of concrete in its stiff, 32.00-m wide, 36.00-m long, 6.00-m deep pile cap were cast continuously with no cold joints.

A total of 56 2.50-m diameter piles (seven 8-column rows) were driven well into the Tertiary level under the riverbed. The piles were spaced at 4.50 m, centres, or 1.8 diameters. Inasmuch as this is less than the standard 2.50 diameters, the group effect was factored into the calculations. The vertical loads transferred by the deck-pylon bulkhead fan out on a short transversely prestressed pier (P-0) positioned between the bulkhead and the pile cap, behaving like a pre-pile cap.

A finite elements model was implemented, with the pile cap, pier P-0 and bulkhead as solid members, to ascertain the load distribution among piles, simulated as bars with the respective stiffness, as shown in Figure 28.

2.6. Anchorage blocks and balancing uprights

The underground reinforced concrete anchorage blocks measure 65.00 m long by 19.40 m wide and 9.50 m deep (outer measurements). They have three inner galleries. The two on the sides, measuring 7.25 x 9.60 x 62.00 m, are filled with lean concrete and are designed to minimise the volume of concrete. The third central gallery, measuring 2.22 x 2.50 m and running across the entire length of the block, houses the back stay anchorages and tensioning systems.

The anchorage blocks are heavy enough to guarantee that the stays will remain anchored under whatsoever combination of actions. With the proximity of the river and rise in the groundwater level, the blocks were subject to upward thrust from the terrain. As a result, rather than their total weight, 278 923 kN, only the submerged portion was entered in the calculations.

Longitudinally, the block behaves like a beam on elastic foundation. The vertical pull from the stay, which varies with each one, is absorbed by vertical prestressed cables that carry the loads to the bottom of the block.

Slurry walls were built around the perimeter of the blocks before excavation was undertaken to guarantee the stability of the terrain and reduce water seepage. These walls are

Este esquema, que es muy intuitivo en el plano vertical, se complica extraordinariamente en el plano horizontal al discurrir el axil del pilono en una anchura de 4,00 m y el axil del tablero en una anchura de 36,00 m, convirtiendo el modelo de bielas y tirantes en un esquema claramente tridimensional.

Se proyecta un mamparo macizo de 4,50 m de canto, 16,50 m de ancho y 19,00 m de longitud donde se produce el equilibrio anterior. En los modelos de bielas y tirantes aparecen tracciones muy importantes que es necesario coger con pretensado, por lo que este mamparo está pretensado transversal y longitudinalmente con 4 familias de cables, dimensionando tendones de hasta 37 cordones de 0,62". El mamparo de unión pilono-tablero está realizado con hormigón de alta resistencia HAR-70.

2.5. Cimentación del pilono

La cimentación del pilono es profunda, con un encepado rígido de 32,00 m de anchura por 36,00 m de longitud y un canto de 6,00 m, con un volumen total de hormigón de 6.912 m³ hormigonado en continuo sin juntas frías.

Se proyectan 56 pilotes (7 filas por 8 columnas) de 2,50 m de diámetro empotrados en el terciario tras atravesar el aluvial del río. La separación entre ejes de pilotes es de 4,50 m, equivalente a una separación de 1,8 diámetros, inferior al mínimo habitual de 2,50 diámetros; por ello, se ha considerado el efecto grupo en el cálculo. Las cargas verticales que llegan desde el mamparo de unión tablero-pilono se van abriendo en una pila corta (P0) entre mamparo y encepado, que actúa como pre-encepado y que está pretensada transversalmente.

Para un conocimiento del reparto de cargas entre pilotes se realizó un modelo de elementos finitos (MEF) con elementos sólidos del encepado, pila P-0 y mamparo, simulando los pilotes mediante barras con su correspondiente rigidez según la figura 28.

2.6. Muertos de anclaje y puntales de equilibrio

Los muertos de anclaje son de hormigón armado, con unas dimensiones exteriores de 65,00 m de largo, 19,40 m de anchura y 9,50 m de profundidad, enterados íntegramente en el terreno. Internamente, disponen de tres galerías: dos laterales con dimensiones de 7,25 x 9,60 y 62,00 m, que se rellenan con hormigón pobre y cuya misión es minimizar el volumen de hormigón, y una tercera galería central donde se realiza todo el anclaje y tesado de los tirantes de retenida; esta galería de 2,22 m x 2,50 m recorre longitudinalmente el muerto (Figura 29).

Los muertos de anclaje disponen de un peso suficiente para garantizar el anclaje de los tirantes ante

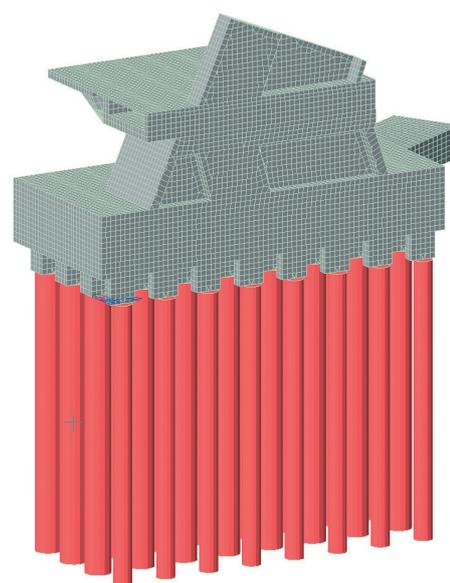


Figura 28. MEF del encepado, pila y mamparo
Figure 28. Finite elements for pile cap, pier and bulkhead

cualquier combinación de acciones, considerando en el cálculo sólo el peso sumergido por elevación del nivel freático debido a su proximidad al río. El peso total de cada uno de los muertos de anclaje es de 278.923 kN, reduciéndose este peso por el empuje sumergido.

Longitudinalmente, el muerto se comporta como una viga sobre fundación elástica apoyada en el terreno. La carga de tiro vertical del tirante es recogida por un pretensado vertical que lleva las cargas hasta el fondo del muerto y que varía según el tirante.

Perimetralmente a los muertos se construyen unas pantallas empotradas en el terreno, ejecutadas previamente a la excavación, para garantizar la estabilidad del terreno y reducir las filtraciones de agua. Estas pantallas se solidarizan mediante armado de rasante con el propio muerto, colaborando en la estabilidad de la estructura por medio de la resistencia al fuste que ofrecen contra el terreno.

La geometría de los tirantes de retenida, contenidos en un plano inclinado para eliminar distorsiones visuales, provoca que los tirantes transfieran cargas verticales y horizontales a los muertos de anclaje (Figura 30). Las fuerzas horizontales tienen una componente según la directriz del muerto y otra perpendicular al mismo. Las fuerzas en la directriz del muerto se transmiten por este elemento hasta unos puntales de hormigón armado de 7,50 m de ancho x 3,00 m de canto que unen los muertos con el encepado del pilono y que permiten el equilibrio de axiles horizontales.

Las fuerzas ortogonales a los muertos son sensiblemente menores, siendo asumidas mediante la movilización del empuje pasivo del terreno en la altura suficiente para equilibrarlas, disponiéndose, además, de unas riostras transversales de hormigón armado

MUERTO DE ANCLAJE / ANCHORAGE BLOCKS

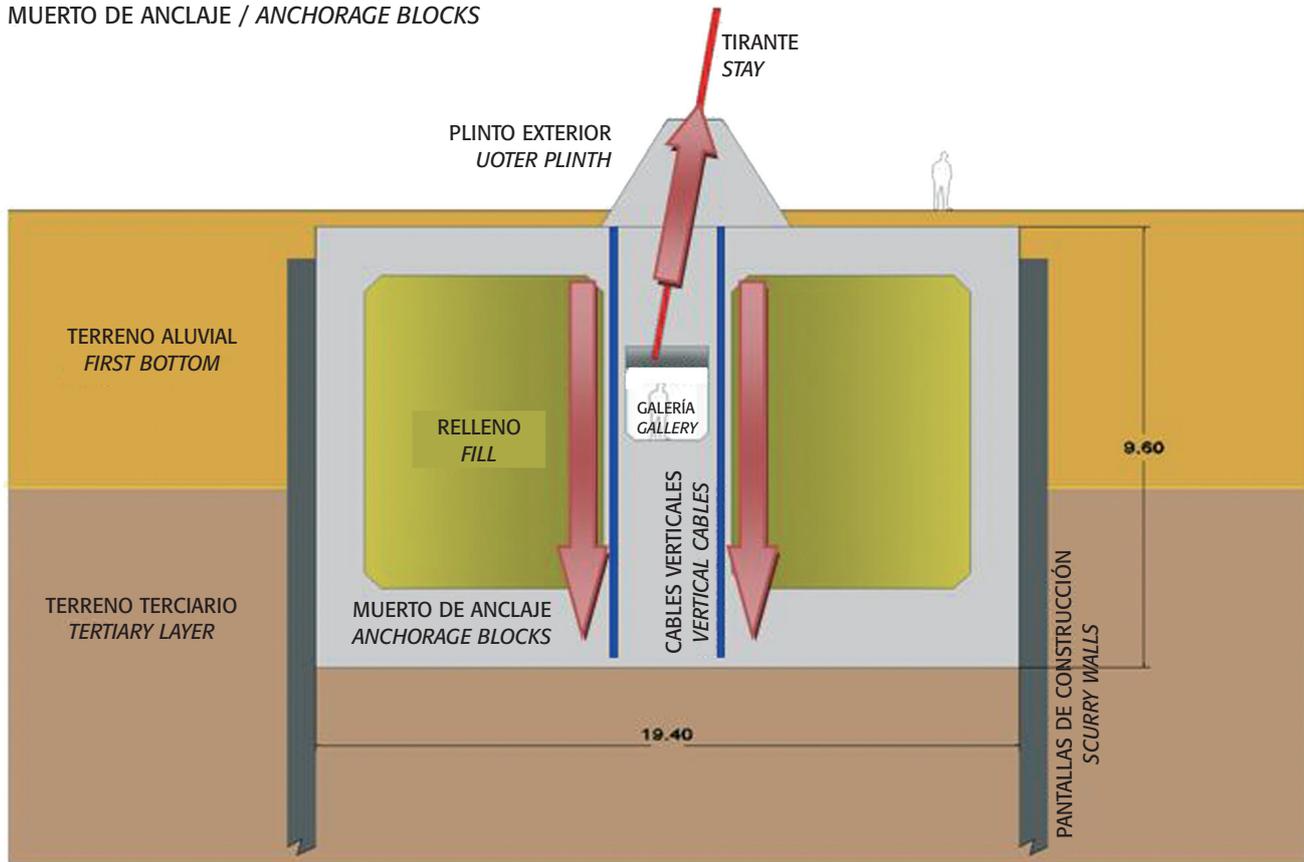


Figura 29. Sección transversal de muerto de anclaje
 Figure 29. Anchorage block cross-section



Figura 30. Salida de tubos guía de los muertos de anclaje
 Figure 30. Guide tubes protruding from anchorage blocks

de 5,00 m de ancho x 3,00 m de canto que conectan ambos muertos.

2.7. Pila P-1

La pila P-1 es una pareja de pilas de forma trapezoidal de hormigón armado blanco HA-30, donde apoya el puente en el extremo opuesto al pylon, siendo una pila compartida con el viaducto de acceso.

Tiene una altura de 10,00 m con una anchura de 4,35 m en la base superior del encepado y de 5,70 m en la parte superior de apoyo del tablero y un espesor constante de 1,95 m en toda su altura. La pila P-2 del viaducto de acceso apoya sobre el mismo encepado que la pila P-1.

Las pilas P-1 y P-2 se han dispuesto sobre el encepado con unas excentricidades respecto de su centro de gravedad, de tal forma que para carga permanente los pilotes estén sometidos a carga centrada. Se proyecta un doble encepado, con unas dimensiones de 9,00 x 13,50 m y 3,00 m de canto, unidos por una viga riostra transversal. Se disponen 6 pilotes de 1,50 m de diámetro por cada encepado, separados entre sí 5,25 m y empotrados en el terciario.

2.8. Juntas y apoyos

Los apoyos proyectados en la pila P-1 son POT libres en las dos direcciones horizontales, dimensionados para una reacción máxima de 13.520 kN. Puesto que la reacción horizontal puede ser muy importante por viento, no se confía a estos apoyos dicha reacción, máxime cuando puede ser concomitante con una carga vertical muy pequeña; por ello se proyectan apoyos libres en las direcciones longitudinal y transversal. La reacción horizontal es transmitida –como ya se comentó– por una viga metálica transversal empotrada en el tablero.

La unión entre el puente atirantado y el viaducto se resuelve mediante una junta tipo tándem, con un movimiento de contracción de 292 mm y de 71 mm de extensión.

2.9. Estudio de vibraciones en la estructura

Los efectos dinámicos de las cargas de tráfico en los puentes de carretera comunes pueden considerarse cubiertos por un coeficiente dinámico para los estados límites últimos y de servicio. Este coeficiente ya está incluido en las cargas características de diseño. Sin embargo, en los puentes atirantados de esta envergadura es necesario realizar un estudio particularizado. En general, todos los estudios están relacionados con la frecuencia propia principal del puente (f_0), incluyendo la carga permanente superpuesta y excluyendo la sobrecarga de tráfico y peatones.

Puede considerarse que no se producirá incomodidad para el usuario si la aceleración vertical máxima, en cualquier parte del tablero, no sobrepasa el valor:

$$0,5 \sqrt{f_0} \text{ (m/s}^2\text{)}$$

La frecuencia principal de vibración se corresponde con el primer modo de flexión vertical del tablero y tiene un valor de $f_0 = 0,2973$ Hz, por lo que la aceleración máxima deberá ser inferior a $0,272$ m/s².

Se ha realizado un estudio de vibraciones del tablero al ser recorrido por un camión de 250 kN circulando a una velocidad de 80 km/h por el puente, simulado por una carga periódica senoidal, siguiendo el criterio de René Walther en su libro Cable Stayed Bridges [8]. La aceleración obtenida es $a_{\text{máxima}} = 0,00456$ m/s², valor muy alejado de la aceleración máxima tolerada. Por lo tanto, no son de esperar vibraciones susceptibles de causar incomodidades a los usuarios, como ha podido ser comprobado en su puesta en servicio.

2.10. Estudio aeroelástico del puente

El puente atirantado de Talavera de la Reina, con un vano principal de 318 m de luz, se comporta bien frente a fenómenos aeroelásticos del tablero, por su anchura (36,00 m), por ser un puente de hormigón y por la propia forma aerodinámica de la sección (Figura 31).

En fase de proyecto se realizó un riguroso estudio de estos fenómenos: divergencia torsional, flameo/flutter y desprendimiento de remolinos o vortex shedding.

Los dos primeros corresponden a inestabilidades aeroelásticas del tablero y pueden derivar en la rotura del tablero, al tener el carácter de oscilaciones divergentes (amortiguamiento negativo). La divergencia torsional se produce por torsión pura, mientras que el flameo lo hace por acoplamiento de flexión y torsión.

El desprendimiento de remolinos no pone en riesgo la estabilidad de la estructura, pero puede generar oscilaciones apreciables del tablero para bajas velocidades de viento y son consecuencia de estados de resonancia, cuya amplitud queda limitada por el amortiguamiento estructural.

Los modos propios de vibración del puente obtenidos se recogen en la Tabla 2.

La relación de frecuencias del primer modo de flexión vertical del tablero y del primer modo de torsión es

$$\begin{aligned} \text{Relación de frecuencias} &\rightarrow f_T/f_B = 0,8548/0,2973 = \\ &= 2,875 > 2,50 \end{aligned}$$

La relación de frecuencias es superior a 2,50, lo que evita el acoplamiento de ambas frecuencias y nos

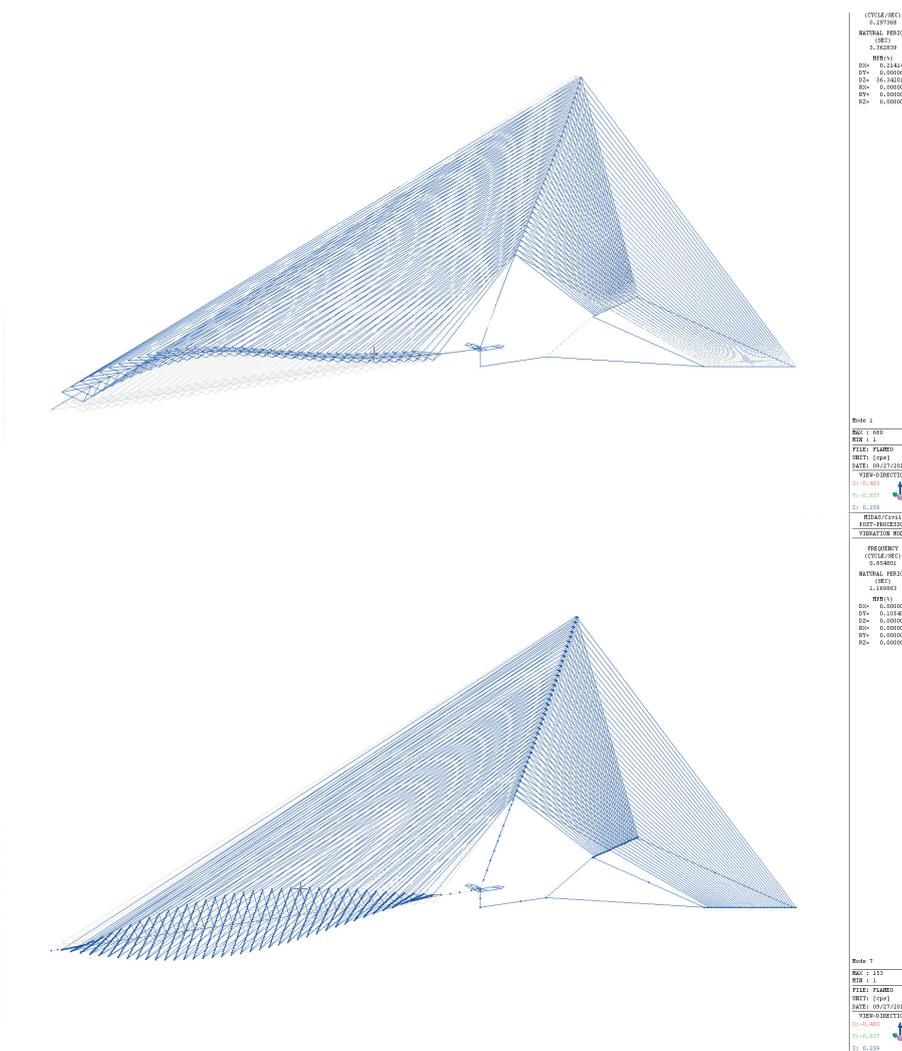


Figura 31. Frecuencias de flexión y torsión
 Figure 31. Bending and torque frequencies

secured to the block itself by means of grade level reinforcement. The shaft resistance generated in the soil contributes to the stability of the structure.

Because of their slanted plane geometry that eliminates visual distortion, the back stays transfer vertical and horizontal loads to the anchorage blocks (Figure 30). One of the components of the horizontal forces is parallel and the other perpendicular to the block centroid. The forces on the centroid are transferred by the block to reinforced concrete uprights measuring 7.50 m wide and 3.00 m deep that connect the blocks to the pylon pile cap, thereby balancing the horizontal axial forces.

The forces normal to the blocks, which are perceptibly smaller, are neutralised by mobilising the passive thrust of the soil at the required height to balance them. In addition, 5.0-m wide by 3.00-m deep reinforced concrete transverse braces connect the two blocks.

2.7. Pier P-1

Pier P-1, actually two trapezoid RC-30 white reinforced concrete piers on which the bridge rests on the end opposite the pylon, is shared by the approach viaduct.

It is 10.00 m high and 4.35 m wide at the top of the pile cap and 5.70 m wide at the top that supports the deck, while its depth is a constant 1.95 m along the entire height. Approach viaduct pier P-2 rests on the same pile cap as pier P-1.

Piers P-1 and P-2 lie on the pile cap eccentrically with respect to its centre of gravity so that the permanent loads are centred on the piles. The twin pile caps for these piers, measuring 9.00 x 13.50 m, with a depth of 3.00 m, are joined by a transverse tie beam. The six 1.50-m diameter piles per cap are spaced at 5.25 m, centres, and embedded in the Tertiary level.

2.8. Joints and bearings

P Pier P-1 has POT-type bearings, sliding in both horizontal directions and sized for a maximum reaction of 13 250 kN. Given the magnitude of the horizontal reaction to wind, these bearings are not relied upon for this purpose, particularly since wind action may concur with a very small vertical load. As mentioned earlier, a transverse steel girder was embedded in the deck to offset the horizontal reaction.

Tabla 2. Modos propios de vibración de la estructura
Table 2. Natural modes of vibration in the structure

Modos propios de vibración / Natural Modes Of Vibration			
Modo / Mode	Tipo de vibración / Type Of Vibration	Frecuencia / Frequency f (hz)	Frecuencia / Frequency w (rad/s)
1	Flexión vertical del tablero. 1 ^{er} modo <i>Deck bending, vertical. 1st mode</i>	0,2973	1,867
2	Flexión vertical del tablero. 2 ^o modo <i>Deck bending, vertical. 2nd mode</i>	0,4879	3,065
3	Flexión transversal del pilono. 1 ^{er} modo <i>Pylon bending, transverse. 1st mode</i>	0,5789	3,637
4	Flexión transversal del tablero. 1 ^{er} modo <i>Deck bending, transverse. 1st mode</i>	0,585	3,678
5	Flexión vertical del tablero. 3 ^{er} modo <i>Deck bending, vertical. 3rd mode</i>	0,7442	4,676
6	Flexión transversal del pilono. 2 ^o modo <i>Pylon bending, transverse. 2nd mode</i>	0,7610	4,782
7	Torsión del tablero. 1 ^{er} modo <i>Deck torque. 1st mode</i>	0,8548	5,3708
8	Flexión vertical del tablero. 4 ^o modo <i>Deck bending, vertical. 4th mode</i>	1,1119	6,986
9	Flexión longitudinal del pilono. <i>Pylon bending, longitudinal</i>	1,2733	8,000
10	Flexión transversal del pilono. 3 ^{er} modo <i>Pylon bending, transverse. 3rd mode</i>	1,3000	8,168
11	Torsión del tablero. 2 ^o modo <i>Deck torque. 2nd mode</i>	1,3915	8,743
12	Flexión vertical del tablero. 5 ^o modo <i>Deck bending, vertical. 5th mode</i>	1,5888	9,978

deja en una buena posición de partida para el estudio del flameo. Esto se debe a la importante rigidez a torsión del tablero, junto con el doble plano de atirantamiento.

El flameo ha sido estudiado por dos métodos diferentes (Klöpel y Selberg), resultando por ambos métodos velocidades de viento crítica muy similares, en el entorno de 265 km/h a nivel del tablero.

Debido a la importante rigidez torsional no aparecieron especiales problemas por el fenómeno de divergencia torsional, de hecho, este problema es preocupante en puentes de gran luz, con poca rigidez torsional (puentes bijácenas), o en aquéllos en los que la anchura del uso del puente sea muy inferior a la anchura total.

La frecuencia de desprendimiento de remolinos, viene dada por el número de Strouhal, que es constante para cada sección y según el tipo de sección. En este caso, la sección es muy aerodinámica y minimiza las turbulencias detrás del obstáculo, que son las causantes del desprendimiento de remolinos. Se ha obtenido una baja velocidad para la cual se produce el desprendimiento de remolinos; sin embargo, se comprobó que la aceleración producida por este

fenómeno, de 0,067 m/s², no provocaba incomodidades ni al tráfico peatonal ni al rodado.

Durante la ejecución de las obras se realizó un ensayo de túnel de viento a nivel seccional en la Universidad de La Coruña y un ensayo de túnel de viento del puente completo en el Politécnico de Milán (Figura 32), con valores de velocidad crítica muy similares a los obtenidos teóricamente en el proyecto. En estos ensayos se estudiaron fases intermedias de construcción del pilono que podían ser más expuestas que la estructura una vez finalizada.

Para el control de vibraciones en los tirantes se dispuso en la vaina de los cables una doble hélice para eliminar las vibraciones inducidas por "rain-wind". En todos los tirantes se dispusieron amortiguadores externos, debido a la longitud de los cables y su escasa capacidad de amortiguamiento intrínseco. Todos los cables de retenida y los de sustentación del T01 al T20 fueron equipados con amortiguadores tipo HDR GENSUI, en los cuales la energía de vibración es disipada por la deformación plástica de unas pastillas de neopreno. En los tirantes T21 a T38 (los más largos) se dispusieron amortiguadores de fricción VSL FRICTION DAMPER, con mayor capacidad de amortiguamiento.

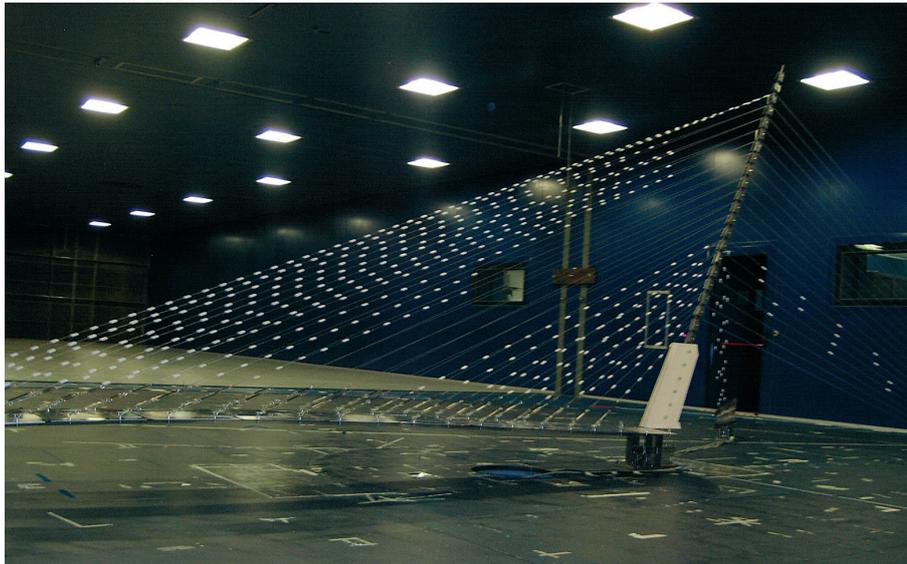


Figura 32. Maqueta para el modelo de túnel de viento en el Politécnico de Milán
 Figure 32. Polytechnic University of Milan wind tunnel model

The elastomeric joint between the cable-stayed bridge and the viaduct is designed to contract by up to 292 mm and expand by up to 71 mm.

2.9. Effect of vibrations on the structure

The dynamic effects of vehicle traffic on normal bridges are taken into consideration by applying a dynamic factor to the ultimate and serviceability limit states. This factor is included in the characteristic design loads. Cable-stayed bridges with long spans call for a specific study, however. As a rule, the main natural frequency of the bridge (f_0), including the superposed permanent load but excluding traffic and pedestrian service loads, is used in all these studies.

The discomfort level is defined as vertical acceleration at any point on the deck greater than:

$$0,5 \sqrt{f_0} \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Since the natural vibration frequency, which refers to the first mode of vertical bending in the deck, is $f_0 = 0.2973$ Hz, the maximum acceleration must be lower than 0.272 m/s².

A vibration study of the deck was conducted, using a periodic sigmoid load to simulate a 250-kN lorry travelling over the bridge at 80 km/h, as described by René Walther in his book *Cable Stayed Bridges* [8]. The acceleration obtained was $a_{\text{maximum}} = 0.00456$ m/s², comfortably below the maximum tolerable value. Consequently, no vibrations liable to cause user discomfort were expected to appear and in fact have not appeared since the bridge was commissioned.

2.10. Aeroelastic study of the bridge

The Talavera de la Reina cable-stayed bridge, with a 318-m main span, performs well with respect to aeroelas-

tic events in the deck because of its width (36.00 m), its nature as a concrete structure and the aerodynamic shape of its cross-section.

The events thoroughly studied in the design stage included: torsional divergence, flutter and vortex shedding.

The first two describe aeroelastic instability in the deck and may induce its failure, inasmuch as they are divergent oscillations (negative damping). Torsional divergence is induced by pure torque, while flutter is the result of the combined effect of bending and torque.

Vortex shedding poses no risk to structural stability, but it may cause perceptible oscillation at low wind speeds that are the result of resonance whose amplitude is limited by structural damping.

The natural modes of vibration obtained for the bridge are given in Table 2.

The ratio between the vertical bending first mode frequencies and the torque first mode frequencies for the deck is:

$$f_T/f_B \text{ ratio} = 0.8548/0.2973 = 2.875 > 2.50$$

This frequency ratio, being greater than 2.50, avoided interference between the two frequencies, which is a good starting position for studying flutter. These results were attributable to the high torque resistance in the deck, along with the double plane of stays.

Flutter was studied with the Klöpel and Selberg methods; critical wind speeds of around 265 km/h at deck level were found with both.

High torque resistance precluded torsional divergence-related problems, which is only an issue in bridges with long spans and low torque resistance (two-girder bridges) or where the service width is much narrower than the total width.



Figura 33. Muerto de anclaje. Armado de losa inferior y pretensados verticales
 Figure 33. Anchorage block: bottom slab reinforcement and vertical prestressing

La proximidad de los cables de retenida en su salida de los muertos fue objeto de estudio por la interferencia entre cables, al generarse remolinos que se desprenden de los cables que están delante frente al flujo de viento e interfieren en los cables traseros (wake galloping). La separación de estos cables se estableció que fuera mayor de $5 D$, alejado de los valores críticos de esta separación, que se sitúan entre $1,5 D$ y $3,5 D$ [9].

Entre otras publicaciones se utilizaron las recomendaciones para prevenir vibraciones importantes en los cables de la publicación *Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study* [10] y el libro *Flow Induced Vibrations* [11].

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

3.1. Cimentaciones y muertos

Los pilotes se ejecutaron encamisados en los primeros metros hasta atravesar el cuaternario y con lodos bentoníticos en toda su longitud. Todos los pilotes fueron inspeccionados mediante ultrasonidos e inyectados en punta previa limpieza de la misma.

El hormigonado del encepado se realizó en continuo para no generar juntas frías en la transmisión de bielas. Para ello, se desarrolló un sistema de hormigonado con una velocidad constante de extensión

del hormigón por tongadas y se hormigonó ininterrumpidamente durante 70 horas, hasta completar los aproximadamente 7.000 m^3 de hormigón. Se estudió por modelos de elementos finitos la disipación de calor, para no sobrepasar los 75°C de temperatura máxima en el interior de la masa, ni los 20°C de gradiente que pudieran fisurar el hormigón. Para el control de la temperatura se dispusieron termopares en diferentes puntos del encepado, con un registro continuo de la temperatura.

Para ejecutar el vaciado de los muertos de anclaje se construyeron pantallas de hormigón armado perimetrales apuntaladas mediante vigas transversales, que luego quedaron embebidas. Los muertos fueron ejecutados en diferentes fases de hormigonado. Se dispuso un pretensado vertical coincidente con el anclaje de cada uno de los tirantes; en el fondo del muerto se dejaba un anclaje ciego y una vez hormigonado el muerto se procedía al tesado de estos tendones (Figura 33).

La ejecución de los muertos se solapó con la construcción del tablero y pilono, debiendo estar terminados antes de la colocación del primer tirante.

3.2. Tablero

El tablero se ejecutó sobre una península artificial apoyado sobre pilas provisionales, independizando

The vortex shedding frequency is described by the Strouhal number, which is constant for each cross-section but varies with each type of section. Here, the highly aerodynamic cross-section minimised the turbulence behind the obstacle that induces vortex shedding. Although the vortex shedding speed obtained was low, the acceleration induced, at 0.067 m/s^2 was insufficient to cause discomfort for vehicle or pedestrian traffic.

During construction, a wind tunnel test of a cross-section was conducted at the University of La Corunna and another of the entire bridge at the Polytechnic University of Milan (Figure 32). The two trials yielded critical speeds very similar to the theoretical design values. Trials were also conducted for the intermediate stages of pylon construction that might be more vulnerable than the finished structure.

A twin helix was placed in the stay sheaths to eliminate rain-wind-induced vibrations. All the stays were fitted with outer dampers due to the length of the cables and their scant intrinsic damping capacity. HDR GENSUI neoprene pads, which dissipate vibration energy through plastic deformation, were installed on all the back stays and on support stays T01 to T20. Stays T21 to T38 (the longest cables) were fitted with VSL friction dampers, which have a higher damping capacity.

Possible inter-cable interference due to back-stay proximity at the spring line on the anchorage blocks was studied by simulating vortices shed by the windward cables that would affect the leeward stays (wake galloping). Spacing for these cables was set at over five diameters, which is much larger than the critical values that range from 1.5 to $3.5 D$ [9].

The references consulted to prevent substantial vibrations in cables included the books *Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study* [10] and *Flow Induced Vibrations* [11].

3. CONSTRUCTION PROCESS

3.1. Foundations and anchorage blocks

The piles, which were wrapped in the first few metres (within the Quaternary layer), consisted of bentonite slurry throughout. All the piles were inspected with ultrasound and cleaned before the slurry was injected.

The pile cap concrete was poured continuously to prevent the formation of cold joints cutting through the struts. This was achieved by pouring the concrete and extending the lifts at a constant rate, uninterruptedly for 70 hours, until all $7\,000 \text{ m}^3$ of concrete were cast. Finite element models were used to study heat release and prevent cracking by ensuring that the temperature inside the core did not exceed $75 \text{ }^\circ\text{C}$ and the gradient was no greater than $20 \text{ }^\circ\text{C}$. Continuous record thermocouples were placed at different points in the pile cap to monitor the temperature.

Perimetric reinforced concrete slurry walls braced by transverse beams were built before excavating for the anchorage blocks. These walls were subsequently embedded in the blocks, which were cast by stages. Vertical prestressing was positioned to concur with the anchorage for each stay. A blind anchor was left at the bottom of the block and after concreting the tendons were stressed.

While anchorage block and deck / pylon construction overlapped, the former had to be completed before the first stay cable could be laid.

3.2. Deck

The deck was built on an artificial peninsula that rested on provisional piers, protecting construction from the risk of high water (Figure 34). The peninsula was fitted with several banks of box culverts through which the river could flow without forming backwater, so as not to interfere with the operation of an upstream hydroelectric plant.

The deck was built in successive 14-m spans, that included up to $1/5$ of the following span, using formwork platforms that rested on the pile caps under the provisional piers. A total of 21 pairs of provisional deep foundation piers were built (Figure 35).

Deck concrete was cast in two stages. The bottom slab and webs were poured in the first, and the top slab in the second (Figure 36). The concrete used varied from RC-45 to HSC-80. Self-compacting materials were used throughout due to the density of the reinforcement. A geotextile kept moist for 24 hours was spread over the large area of exposed top slab concrete to prevent drying shrinkage-induced surface cracking.

After the deck was cast, the interior diagonals and transverse prestressing had to be stressed before stripping the forms to ensure that the deck loads would be duly transferred to the provisional piers located underneath the outer webs. These diagonals and the transverse prestressing constitute the interior trusses in the deck that serve as intermediate diaphragms.

One section of deck was joined to the next with shear keys, which enhance joint friction capacity perpendicular to the prevailing tangential stress. During construction, the deck had no axial force. As a result, only the through reinforcement and shear keys ensured satisfactory shear strength.

The deck was built ahead and independently of the pylon, which was the critical point in bridge construction. The deck was built very swiftly, for thanks to the system of diagonals, no transverse braces were present at any point along its length that would have retarded construction.

3.3. Pylon

The slanted pylon was built using self-climbing formwork 3 m high, although smaller dimensions were used in some



Figura 34. Tablero apoyado sobre pilas provisionales. Al fondo el viaducto de acceso
 Figure 34. Deck resting on provisional piers with approach viaduct in the background

la construcción de los riesgos de crecidas del río (Figura 34). En la península artificial se plantearon varias baterías de marcos que permiten holgadamente el paso del río, sin formar curva de remanso, ya que aguas arriba existía una central hidroeléctrica que no debía perder salto hidráulico.

La ejecución del tablero se realizó por vanos sucesivos de 14 m de longitud hasta 1/5 del vano siguiente, mediante barcos de encofrado apoyados en los en-

cepados de las pilas provisionales. En total se dispusieron 21 parejas de pilas provisionales pilotadas (Figura 35).

El hormigonado del tablero se realizó en dos fases. En la primera se hormigonaba la losa inferior y almas, y en la segunda, la losa superior (Figura 36). El hormigón utilizado varía desde HA-45 hasta HAR-80, siendo autocompactante debido a la gran densidad de armadura. Para el curado del hormigón en la losa



Figura 35. Tablero apoyado sobre pilas provisionales y pilono antes de colocar los cables
 Figure 35. Deck resting on provisional piers and pylon before cables were strung



Figura 36. Avance del tablero del puente atirantado. Al fondo, los tableros del viaducto de acceso
Figure 36. Cable-stayed bridge deck construction with the approach viaduct decks in the background

of the adjustment jumps Figures 38 and 39). A total of 62 jumps were needed in all. Because pylon depth varies, the forms had to be modified at each jump.

The lower 62.00 m of the pylon had no cables. Due to its slant, the bending moment at the base of the pylon generated by its self weight was substantial (725 830 kN m) and concurred with a smaller axial force of 53 760 kN. That raised the tensile stress on the pylon to 4.37 MPa, a value

very close to the 4.85 MPa cracking stress (Figures 38 y 39). The pylon was therefore fitted with anchorages for provisional stay cables to prevent cracking, although since no cracks appeared, these cables were not ultimately needed.

After the first 62.00 m of pylon were erected, the stays had to be stressed as construction advanced. That in turn called for an additional accessory on the self-climbing formwork to install the cables in each jump as the form-



Figura 37. Frente de avance de los tableros gemelos del viaducto. Construcción por vanos sucesivos
Figure 37. Construction front for the twin decks on the viaduct: span-by-span construction



Figura 38. Frente de avance de tablero con ejecución simultánea de pilono
 Figure 38. Deck construction front and simultaneous erection of pylon

superior, con una gran superficie expuesta, se utilizó un geotextil, que se mantenía húmedo durante 24 horas para evitar una fisuración superficial por retracción térmica.

Una vez hormigonado el tablero era necesario tesar tanto las diagonales interiores como el pretensado transversal antes de retirar el encofrado, para garantizar que las cargas del tablero llegaran correctamente a las pilas provisionales, situadas bajo las almas laterales. Estas diagonales y el pretensado transversal constituyen las cerchas interiores en el tablero, que actúan como diafragmas intermedios.

En la unión de un tramo de tablero con otro se dispusieron llaves de cortante, que incrementan la capacidad de rozamiento de las juntas en perpendicular a la dirección predominante de las tensiones tangenciales. En el momento de la construcción, el tablero no tiene ningún axil y por tanto sólo la armadura pasante y las llaves de cortante garantizan el correcto comportamiento de la junta a cortante.

El tablero se iba ejecutando siempre por delante del pilono y con total independencia de éste, siendo el pilono el punto crítico en la construcción del puente (Figuras 37 y 38). La ejecución del tablero era muy rápida ya que no existían riostras transversales en toda la longitud que supusieran un impedimento a su construcción, gracias al sistema de diagonales.

3.3. Pilono

El pilono inclinado se ejecutó con encofrado autotrepante en tramos de 3 m de altura, si bien, algunas

puestas de ajuste eran de menor altura (Figuras 38 y 39). En total fue necesario realizar 62 puestas. Por la geometría del pilono, con canto variable, era necesario modificar los encofrados en cada una de las puestas.

Hasta los 62,00 m de altura el pilono estaba exento de cables, por lo que debido a su inclinación el peso propio generaba un importante momento flector en la base (725.830 kN m) concomitante con un axil reducido de 53.760 kN, por lo que se llegaba a tensiones de tracción en el pilono de 4,37 MPa, muy próximas a la tensión de fisuración de 4,85 MPa. Para evitar la fisuración, se dispusieron anclajes en el pilono para un atirantamiento provisional que finalmente no fueron necesarios por la ausencia de fisuras.

Una vez alcanzada la cota de 62,00 m de pilono construido, era necesario ir colocando y tesando los tirantes según se avanzaba en altura, lo que hizo necesario disponer en el encofrado autotrepante un nivel adicional para instalar los cables, al mismo tiempo que se realizaban los trabajos de encofrado, ferrallado y hormigonado de cada puesta.

La célula metálica donde se anclan los tirantes, con dimensiones interiores constantes de 3,00 x 3,00 m, sirve de encofrado interior y de núcleo de rigidez de la ferralla del pilono, que se montaba prefabricada a nivel de suelo (Figura 40). Posteriormente, el conjunto célula + ferralla era izado mediante grúa hasta su posición exacta en el pilono, donde se daba continuidad a la célula metálica mediante soldadura a tope y a la armadura mediante solape. La célula metálica se transportaba a obra en tramos de 3, 6 y 9 metros de altura desde el taller metálico. Según se iba adquiriendo altura en la construcción del pilono, los tramos



Figura 39. Construcción del pylon, tesado de cables y eliminación de pilas según avance del tesado
 Figure 39. Pylon construction, cable stressing and pier removal

work was fitted, the reinforcement hoisted into position and the concrete poured in the following jump.

The 3.00 x 3.00-m steel cage where the stays are anchored serves as inner support and a stiffness core for the pylon reinforcement, which was assembled at ground level (Figure 40). The cage + reinforcement were subsequently hoisted into their exact position in the pylon with a crane. Each new section of steel cage was butt-welded to the

existing structure, while the successive sections of reinforcement were lapped. The steel cage was carried to the worksite from the shop in sections 3, 6 or 9 metres high. As pylon construction progressed, crane capacity determined the use of the smaller dimensions.

The LIEBHERR LR 1650 crane used successfully positioned even the final components of the lookout at the top of the pylon, located 192.00 m off the ground.



Figura 40. Célula metálica y ejecución de ferrallado a nivel de suelo para su posterior izado
 Figure 40. Steel cage and ground level assembly of reinforcement for subsequent hoisting

de célula se iban reduciendo por la capacidad de la grúa.

La grúa utilizada fue del tipo LIEBHERR LR 1650 y con ella se alcanzó la cota de 192,00 m de altura en la colocación de las últimas piezas del mirador panorámico del pilono.

El hormigón utilizado fue un HAR-70 autocompactante blanco, para el que se realizaron numerosas pruebas hasta la aprobación definitiva de la fórmula de trabajo. El hormigón autocompactante era necesario por la densidad de armadura y las dificultades para su correcta vibración. El hormigón se colocó inicialmente mediante bombeo, pero posteriormente, la empresa constructora diseñó un cubilote que era izado por la grúa, eliminando los problemas inherentes al bombeo y garantizando así la calidad del hormigón en altura.

En las sucesivas puestas del pilono se generan juntas horizontales que no son perpendiculares al eje de la pieza por estar inclinado respecto a la vertical 22° , lo que, por descomposición del axil (N) en la junta, se genera en ésta un rasante de 0,374 N concomitante con un axil en la junta de 0,927 N. Esto supone garantizar un coeficiente de rozamiento mínimo en la junta de 0,40, que en ELU debe aumentar hasta 0,60. Estas juntas se han estudiado detenidamente, ya que el hormigón autocompactante generaba juntas con una textura superficial lisa – prácticamente pulida-. Hay que considerar que los axiles en ELU en el arranque del pilono son de 870.000 kN y era impensable soportar 325.380 kN de rasante con armadura, que además no es eficaz por su propia inclinación.

Para valorar la rugosidad del hormigón autocompactante en las juntas se ensayaron probetas hormigonadas en dos etapas, generando juntas de diferentes ángulos para establecer la inclinación límite donde la probeta rompe por deslizamiento de la junta en lugar de romper por compresión. Estos ensayos establecían el coeficiente de rozamiento de las juntas sin tratar en torno a 0,45. Este coeficiente supone un ángulo de aproximadamente 24° , lo que era del todo insuficiente para asegurar la transmisión de rasante por rozamiento en la junta.

Para minimizar el riesgo de fallo en la junta se estableció la necesidad de rayar todas las juntas, incrementando así la rugosidad, al tiempo que se diseñaron unos dientes de cortante con superficies perpendiculares al eje de la pieza. Estos dientes de cortante se materializaban mediante el plegado de unas chapas perforadas que se colocaban en la superficie de la junta. La chapa era perforada para evitar que se quedaran bolsas de aire sin hormigonar bajo las chapas y saliese el aire ocluido por las perforaciones. Estas chapas quedaban en la siguiente puesta embebidas dentro del hormigón.

El pilono dispone de un montacargas interior que discurre por toda su altura y desde el que se realiza-

ron los anclajes de los tirantes, y de un ascensor exterior en la cara posterior, que servía de acceso al personal hasta la autotropa y que ha quedado como definitivo para el acceso al mirador panorámico, situado en la coronación del pilono.

3.4. Tesado

Se redactó un protocolo de tesado por parte de ESTUDIO AIA siguiendo el esquema de montaje previsto por la empresa constructora; para ello, se determinaron las edades de puesta en obra y puesta en carga de los diferentes elementos, así como los datos de pesos y rigideces actualizados. Con esta información, se elaboró un modelo de cálculo evolutivo en el que se representan cada una de las fases de montaje, lo que permitía estudiar el proceso en su conjunto y comprobar el proceso fase a fase (Figura 41).

En primer lugar se definió el ESTADO 0 ó estado objetivo, que es la situación de cargas en tirantes al final del proceso. El ESTADO 0 en el proyecto se definió según los pesos de las diferentes secciones tipo, calculando las cargas en tirantes que compensan las cargas permanentes del tablero para alcanzar unas leyes de esfuerzos próximos a una viga continua con apoyos fijos en los tirantes.

La reología del hormigón provoca que las fuerzas de los tirantes se modifiquen a lo largo del tiempo respecto al ESTADO 0 inicial, por lo que el objetivo del proceso de tesado del puente era más bien lograr un estado de esfuerzos similar a una viga continua a largo plazo. La situación de viga continua define las cargas en los tirantes del vano principal, y la minimización de flexiones en el pilono define el criterio para establecer las fuerzas en los tirantes de retenida.

Todo el proceso de tesado se ajustó lo máximo posible al programa y plan de obra previamente consensuado con la empresa constructora. Conocer la fecha de puesta en obra de cada elemento resultaba especialmente importante para evaluar la retracción y fluencia de cada parte independientemente. También se realizó una importante labor de adaptación del modelo de cálculo a la realidad de la obra, ajustando, fundamentalmente, pesos, espesores, y módulos elásticos.

Con el nuevo estado objetivo, se estudia la manera óptima de colocación y puesta en carga de cada tirante, coordinando esta tarea con la empresa constructora para que el proceso no tenga incompatibilidades con el resto de tareas de la obra.

Definido el proceso de colocación y puesta en carga de los cables se procede a implementar un modelo de cálculo evolutivo que contemple todas las fases, asegurando que en ningún momento se producen esfuerzos incompatibles con la estructura. El modelo parte de la situación final objetivo, desmontando la estructura hasta la fase de colocación y tesado inicial del primer tirante.

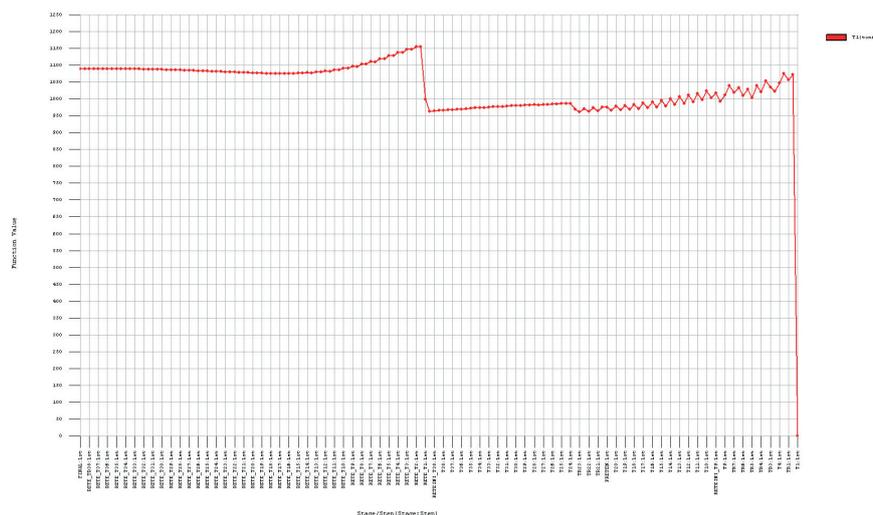


Figura 41. Evolución de carga en el tirante T1. Los saltos en la gráfica corresponden al tesado y retesado
Figure 41. Loading stay T1: the steep drops in the curve reflect the stressing and re-stressing stages

A significant number of trials were conducted before the working formula for the white self-compacting HSC-70 concrete used throughout was adopted. Self-compacting concrete was required because of the density of the reinforcement and impracticability of vibrating. Although the concrete was initially pumped into place, the construction company subsequently designed a bucket that was hoisted by the crane to obviate the problems inherent in pumping, while ensuring the quality of the concrete cast at very tall heights.

The successive jumps along the pylon generated horizontal joints that are not perpendicular to the member, due to its 22° slant from the vertical. As a result, the breakdown of the axial force (N) at the joint induced a 0.374-kN shear force, which concurred with an axial force of 0.927 kN. This guaranteed a minimum coefficient of friction of 0.40 at the joint, which would rise to 0.60 at the ULS. These joints were studied in detail, since the self-compacting concrete joints delivered a smooth, nearly polished surface. In ULS conditions, the axial forces at the pylon springing were calculated to be 870 000 kN. Supporting 325 380 kN of shear with the reinforcement was unthinkable and would, moreover, have been ineffective due to the slant on the pylon.

To address these issues, specimens cast in two stages were used to assess self-consolidating concrete roughness at the joints. Different joint angles were generated to determine the maximum slant at which the specimen failed due to compressive stress rather than joint slippage. These trials established that the coefficient of friction in the untreated joints was around 0.45, corresponding to an angle of approximately 24°, i.e., wholly insufficient to ensure shear transfer via joint friction.

All the joints were furrowed to increase roughness and minimise the risk of joint failure. V-shaped shear teeth consisting of bent and perforated steel were placed at the joint with the vertex against the surface of the concrete. The steel was perforated to prevent the formation of air pockets underneath the plates when the concrete was cast and ensure that any entrained air would be released through

the holes. These plates were embedded in the concrete laid in the following jump.

The stay anchorages were positioned from the interior freight lift that ran along the entire height of the pylon. The self-climbing formwork, in turn, was accessed by an outer lift installed at the rear of the pylon, which now serves as the access to the lookout sited at its tip.

3.4. Stay stressing

ESTUDIO AIA drafted a stressing protocol in keeping with the assembly scheme proposed by the general contractor, which entailed determining the placement and loading ages of the various members, as well as updated weight and stiffness data. This information was used to develop an iterative numerical model representing each assembly stage. The process could thus be studied as a whole at the same time as the calculations were performed for each stage (Figure 41).

The first step was to define STATE 0 or the target state: the loads to be supported by the stays at the end of the process. In the design, STATE 0 was defined on the grounds of the weight of each standard cross-section and calculated as the load on the stay that would offset the permanent loads on the deck. This yielded forces similar to the forces on a continuous beam with fixed ends at the stays.

Concrete rheology induces changes in the forces on the stays over time with respect to initial STATE 0. The aim of bridge stressing, then, was to attain a target force state similar to the state in a continuous beam in the long term. This continuous beam model defined the loads on the stays in the main span, while the criterion for establishing the forces on the back stays was determined by minimising the bending stress on the pylon.

The entire stressing process followed the programme and works planning previously agreed to with the contractor as closely as possible. Knowing the placement date for each member was particularly important to separately assess shrinkage and creep in each. A considerable effort was also

Para introducir en el modelo de cálculo la reología real de cada parte de la estructura se ejecuta inicialmente el modelo sin reología, obteniendo tensiones en cada parte de la estructura para cada fase, lo que permite estimar la reología desarrollada en una primera iteración. Se introduce esta reología como incrementos térmicos en el modelo evolutivo, obteniendo nuevamente tensiones y calculando de nuevo la reología de cada parte en cada fase. Cuando las diferencias entre estas iteraciones son insignificantes, se da por válido el modelo evolutivo.

El proceso de colocación y tesado que finalmente se llevó a cabo consistió en la disposición de parejas de tirantes a medida que el pilono ascendía, manteniendo el tablero apoyado sobre pilas provisionales. El primer tesado se efectuaba a una carga en torno al 85 % de la carga final. A medida que se iban colocando parejas de tirantes se iban suprimiendo apoyos provisionales del tablero. Algunos de los desapeos se realizaron mediante gatos hidráulicos, lo que permitía valorar las reacciones y deformaciones con objeto de comprobar y ajustar la rigidez y pesos reales de la estructura.

En el momento de la colocación y tesado de los cables se controlaba la temperatura existente, tanto en cables como en diferentes puntos del tablero y del pilono, mediante termómetros instalados en la estructura, con objeto de tener en cuenta las desviaciones con relación a la temperatura de referencia utilizada en el cálculo del proceso y poder así efectuar las oportunas correcciones de fuerza en tirantes en cada fase de tesado.

El puente contaba con un sistema de instrumentación que incluía células de carga en cables, bandas extensométricas en armaduras, clinómetros y termómetros. En determinados momentos clave del proceso se realizaron unos pesajes de tirantes para contrastar y calibrar la instrumentación y el modelo de cálculo.

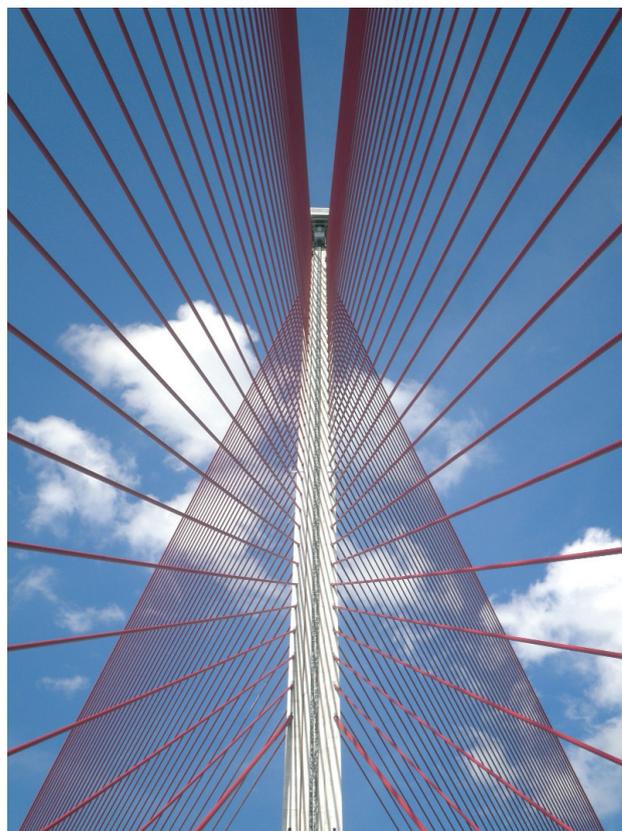


Figura 42. Alzado frontal del pilono con los 152 tirantes
Figure 42. Front elevation view of the pylon with its 152 stays

Finalizado el primer tesado al 85% de la carga final, con el tablero desapeado totalmente, se colocó la carga muerta, se efectuó un nuevo pesaje de los cables y se comprobó mediante gatos de levantamiento la reacción del tablero en la pila P-1. Posteriormente, se realizó un retesado de todos los tirantes para llevarlos al 100% de su carga.

El modelo de cálculo realizado por ESTUDIO AIA reflejó con mucha fidelidad el comportamiento del puente, tanto a nivel de cargas en los tirantes (las dife-



Figura 43. Vista del puente terminado con Talavera al fondo
Figure 43. View of the finished bridge with Talavera in the background

made to adapt the numerical model to worksite realities, essentially by adjusting weights, thicknesses and elastic moduli.

Based on this new target state, optimal assembly and loading for each stay was studied in conjunction with the contractor to prevent incompatibilities with the rest of the works.

Once cable placement and loading were defined, an iterative numerical model was implemented that addressed all stages, ensuring that no forces incompatible with the structure would arise at any time. The final target is the starting point for the model, which back-calculates the structure to placement and initial stressing of the first stay.

The model, initially run without entering rheological data, yielded the stresses on each part of the structure stage by stage. This sufficed to estimate rheological development in a first iteration. When that rheology was entered as thermal increments in the iterative model, the output was further stress and new rheological data for each part of the pylon considered in each stage. When the differences between these iterations declined to insignificant levels, the model was accepted as valid.

The placement and stressing procedure ultimately implemented consisted of installing the stays by pairs as the pylon was erected and before removing the provisional piers. The stays were initially stressed to around 85 % of the final load. The provisional supports under the deck were gradually removed as the pairs of stays were installed. In some cases de-shoring was performed with hydraulic jacks to assess the reactions and deformation and adjust the system to the actual stiffness and weight of the structure.

Thermometers positioned both on the cables themselves and at a number of points on the deck and pylon monitored the temperature during cable laying and stressing to ascertain the force on the stays at each stressing stage and adjust for any deviations from the reference temperature used in procedure design.

The bridge was instrumented with load cells on cables, strain gauges on the reinforcement, clinometers and thermometers. At certain key steps in the procedure, the stays were weighed to calibrate the instruments and the numerical model.

After the stays were stressed at 85 % of the final load, with the deck fully de-shored, the dead weight was applied and the cables were re-weighed, using jacks to measure the deck reaction on pier P-1. All the stays were then re-stressed to 100 % of the load.

The numerical model developed by ESTUDIO AIA reflected bridge behaviour very closely, both as regards the load on the stays (the maximum model-worksite difference was ± 2.5 %) and deck and pylon deformation. In such a flexible 318-m span bridge with so many stressing stages (over 300), one of the primary aims was to obtain satisfactory shear on the deck. The deviation from the value envisaged was minimal and necessitated re-stressing on only the last 10 deck cables to raise the final section slightly.



Figura 44. Prueba de carga
Figure 44. Load trial

The entire procedure was monitored topographically and the readings taken at a number of control points on the deck and pylon concurred with the design predictions.

A single strand jack was used for the stressing operations, applying the load to each strand as required to attain the structural stiffness at each stage, although ultimately the same stress was applied to all the strands in the stay. Weighing and re-stressing were also performed with a single strand jack.

Another important restraint that conditioned stay re-stressing was that the minimum elongation required in each operation had to be greater than 50 mm to prevent possible damage to the strands as a result of wedge nicks too closely spaced.

In this type of works, agreement on the stressing protocol between the site technical support team, as the author of the stressing design, and the contractor's team, conditioned by worksite requirements, is imperative.

3.5. Load trial

After bridge construction was concluded, a load trial was conducted to test the bending strength of the deck by parking 56 38-tonne lorries on its 318-m span. A second, torque trial was run in which 28 lorries were parked on the two left lanes. The maximum estimated sag on the deck was 390 mm, compared to the 375 mm measured during the trial. The longitudinal deformation at the top of the pylon, estimated to be 79 mm, was tested to be 78 mm. The proximity of these results stands as proof that the numerical model simulated actual conditions very accurately, confirming the observations made throughout the stressing procedure (Figures 44 and 45).

rencias máximas modelo-obra estaban en $\pm 2,5\%$) como a nivel de deformaciones del tablero y del pilono. En un puente de 318 m de luz, tan flexible y con tantas fases de tesado –más de 300–, uno de los principales objetivos era obtener una rasante del tablero correcta. La desviación fue mínima respecto de lo previsto, procediendo a retesar los últimos 10 cables de tablero para levantarlo ligeramente en su tramo final.

Durante todo el proceso se implementó un sistema de seguimiento topográfico, con varios puntos de control en tablero y pilono, cuyos resultados fueron coincidiendo con lo esperado.

El tesado se hizo con gato monocordón, aplicando cargas diferentes a cada cordón según los cálculos previstos con la rigidez de la estructura correspondiente a cada fase, llegando finalmente a la misma carga en todos los cordones del tirante. Tanto los pesajes como los retesados se hicieron igualmente mediante gato monocordón.

Otra restricción importante que condicionaba el retesado de los tirantes consistía en los alargamientos necesarios mínimos durante cada tesado, que debían ser mayores de 50 mm para no dañar los cordones con sucesivos enclavamientos en puntos próximos.

En este tipo de obras se considera imprescindible consensuar las fases del protocolo de tesado entre la Asistencia Técnica –como calculista del protocolo de tesado– y la empresa constructora, condicionada por numerosos requisitos de construcción.

3.5. Prueba de carga

Una vez concluida la estructura se realizó una prueba de carga, repartiendo 56 camiones de 38 toneladas en el vano de 318 m para ver el comportamiento a flexión del puente. Posteriormente se dejaron 28 camiones en los dos carriles izquierdos para su comprobación a torsión. La flecha máxima estimada en el tablero era de 390 mm mientras que la medida en obra fue de 375 mm. En el pilono, la deformación longitudinal estimada en cabeza era de 79 mm y la medida en obra fue de 78 mm. Por la coincidencia de estos resultados, puede evidenciarse que el modelo de cálculo estaba muy ajustado a la realidad de la propia obra, como se había ido comprobando en todo el proceso previo de tesado (Figuras 44 y 45).

REFERENCIAS / REFERENCES

[1] SÁNCHEZ DE LEÓN, Ramón. “Aplicación del Hormigón de Alta Resistencia en Puentes Atirantados”. II Jornadas sobre la Vida de los Puentes. San Sebastián, 2010.

[2] SÁNCHEZ DE LEÓN, Ramón. “Puente Atirantado de Talavera de la Reina”. V Congreso Internacional de



Figura 45. Fase de máxima carga en la prueba de carga
Figure 45. Maximum load stage during load trial

Estructuras. Barcelona, 25 al 27 de octubre de 2011. Madrid: Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), 2011. 1088 p. + 1 DVD. ISBN: 978-84-89670-73-0.

[3] ACHE. *Manual de Tirantes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), 2007. 219 p. ISBN:978-84-38003-53-4.

[4] AENOR. *Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón*. UNE-ENV 1992-2:1996. Madrid : AENOR, 1997.

[5] SÁNCHEZ DE LEÓN, Ramón. “Tall Story”. *Bridge*. 2011, nº 63, p. 39-40.

[6] AENOR. *Eurocódigo 3. Proyecto de Estructuras de Acero*. UNE-ENV 1993-1-1. Reglas generales para edificación. Madrid: AENOR, 1996.

[7] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1991.

[8] WALTHER, René [et al.]. *Cable Stayed Bridges*. 2nd ed., reprinted. London: Thomas Telford, 2007. 225 p. ISBN: 978-0-7277-2773-2.

[9] KUMARASENA, Sena; JONES, Nicholas P.; IRWIN, Peter; TAYLOR, Peter. *Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study*. Report FHWA-RD-05-083. 281 p. 2007.

[10] NAUDASCHER, Eduard; ROCKWELL, Donald. *Flow Induced Vibrations: An Engineering Guide*. New York: Dover Publications, 1994. 432 p. ISBN: 90 5410 131 8.

[11] VIÑUELA, Luis; MARTÍNEZ SALCEDO, José. “Pont de l’Assut de l’Or (Puente de Serrería), Valencia”. *Hormigón y Acero*. 2009, nº 254, p. 7-28.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / LIST OF PARTICIPANTS

Puente atirantado de Talavera de la Reina / Talavera de la Reina cable-stayed bridge

Propiedad / <i>Owner:</i>	Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha <i>Regional Government of Castile-La Mancha</i>
Proyecto de Construcción / <i>Construction design:</i>	ESTUDIO AIA D. Ramón Sánchez de León. Autor del proyecto / <i>Author of the design</i>
Dirección de Obra / <i>Site supervision:</i>	D. Luis Flores Díaz Dirección General de Carreteras. JCCM <i>Regional Roads Division of Castile-La Mancha</i>
Asistencia Técnica a la Dirección de Obra: <i>Site supervision technical support</i>	ESTUDIO AIA D. Ramón Sánchez de León D. Cristian Bernal Pérez D. Aurelio López Morales D. Francisco Sánchez de León
Contratista Principal / <i>General contractor:</i>	UTE RONDA SUR TALAVERA (SACYR-AGLOMANCHA-JESÚS BÁRCENAS) D. Rafael Guillén Carmona. Gerente de la UTE / <i>UTE Manager</i> D. Gonzalo Polonio Lunar. Jefe de Obra / <i>chief resident engineer</i>
Subcontratistas / <i>Subcontractors:</i>	VSL CTT-STRONGHOLD (Tirantes y pretensado / <i>stays and prestressing</i>) DOKA (Encofrado autotrepante / <i>self-climbing formwork</i>) RMD Kwikform (Encofrado del tablero / <i>Kwikform deck formwork</i>) ELTE (Taller metálico / <i>steel works</i>) LAFARGE (Planta de hormigones / <i>concrete plant</i>) TERRATEST (Cimentaciones / <i>foundations</i>)
Fotografía / <i>Photographs:</i>	Carlos Hormigos

REALIZACIONES ESPAÑOLAS

DIEZ AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

1998-2008

SPANISH WORKS

TEN YEARS OF
STRUCTURAL
ENGINEERING

Este nuevo libro de Realizaciones Españolas se suma a los ya publicados por la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), y antes por ATEP, para mostrar lo que se hace en España en el ámbito del hormigón y, por extensión, de la ingeniería estructural, con el objetivo de favorecer la difusión de información y la transferencia tecnológica. Las algo más de 140 obras incluidas en este libro han sido seleccionadas de entre un conjunto de obras excelentes como las más representativas del decenio 1998-2008, e incluyen puentes y estructuras de edificación, además de algún trabajo relacionado con la gestión de estructuras ya existentes.

La compra de publicaciones puede realizarse a través de la página Web de la Asociación

www.e-ache.com

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

La teoría de la fisura crítica como base teórica para el diseño de losas frente a punzonamiento en el nuevo Código Modelo 2010

The Critical Shear Crack Theory as a physical model for punching shear design and its implementation into new Model Code 2010

Miguel Fernández Ruiz⁽¹⁾, Juan Sagaseta Albajar⁽²⁾ y Aurelio Muttoni⁽¹⁾

Recibido | Received: 28-01-2011
Aceptado | Accepted: 20-04-2011

Resumen

En abril de 2010, se publicó el primer borrador del nuevo Código Modelo 2010. Dicho borrador presenta diferencias importantes en el tratamiento de ciertos fenómenos, entre ellos el esfuerzo cortante y el punzonamiento. A diferencia del Código Modelo 90 (o de ciertas normativas nacionales e internacionales como ACI 318-08, EC-2 o EHE-08), el Código Modelo 2010 basa sus métodos de diseño en modelos físicos en vez de en fórmulas empíricas. En este artículo se analiza y explica la metodología propuesta para el punzonamiento, basada en la teoría de la fisura crítica. Para ello se describen y justifican los fundamentos teóricos de dicha teoría, explicando posteriormente su aplicación en el diseño y verificación de estructuras así como su aplicación mediante diferentes niveles de aproximación.

Palabras clave: punzonamiento, teoría de la fisura crítica, Código Modelo 2010, losas, transferencia de momento.

Abstract*

On April 2010, the first complete draft of new Model Code 2010 was published. It introduced a number of innovative design approaches, some of them with respect to shear and punching shear. Contrary to Model Code 90 (or some national and international codes such as ACI 318-08, EC-2 or EHE-08), the new Model Code 2010 grounds such design approaches on physical models rather than on empirical formulas. This paper gives an overview of the methodology proposed for punching shear, which is based on the critical shear crack theory. The fundamentals of this theory are explained and justified as well as the application of the theory to the design and assessment of flat slabs. The paper also introduces the design of structures following a levels-of-approximation approach and how can this be applied to punching shear design.

Keywords: punching shear, critical shear crack theory, Model Code 2010, flat slabs, moment transfer.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 108 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) École Polytechnique Fédérale de Lausanne, ENAC (Lausana, Suiza).

(2) University of Surrey, Division of Civil, Chem. and Env. Engineering (Guildford, Reino Unido).

Persona de contacto / Corresponding author: miguel.fernandezruiz@epfl.ch

1. INTRODUCCIÓN

La construcción mediante losas de hormigón no nervadas y apoyadas sobre pilares comenzó de manera prácticamente simultánea en Europa y América en la primera década del siglo XX de la mano de Maillart y Turner con respectivas patentes [1, 2] (ver figura 1a). Las ventajas de dicho sistema de construcción eran evidentes, contando una gran sencillez y economía en la construcción al mismo tiempo que ofrecían techos planos, cuyas ventajas desde el punto de vista de la arquitectura ya habían sido reconocidas y exploradas (aunque infructuosamente) mediante la técnica de la piedra armada en el siglo XVIII por J-G Soufflot [3]. El desarrollo y validación de dicho sistema (figura 1b) permitió la construcción de edificios y depósitos (figura 1c, ver [4, 5]) extendiéndose su uso por América del norte y Europa (fundamentalmente Suiza, Francia, España, los países bálticos y Rusia [1]). En España, dicho sistema fue utilizado en numerosas ocasiones, como lo demuestran los ejemplos posteriores a 1932 descritos por Carlos Fernández Casado [6] (figura 1d).

Respecto al comportamiento resistente de las losas planas, sus estados límite determinantes para la elección del canto de la losa son normalmente las flechas (condiciones de servicio) así como la resistencia frente al punzonamiento en las zonas de apoyo de las losas sobre pilares [7]. El modo de rotura por punzonamiento es particularmente delicado puesto que tiene un carácter potencialmente frágil, pudiendo además ser propagable a otras columnas (salvo que se dispongan medidas específicas como armaduras transversales, armaduras de integridad o cuantías bajas de flexión [8]).

Hasta 1960, hubo relativamente pocas investigaciones sobre la resistencia a punzonamiento de losas de hormigón (un resumen detallado puede consultarse en [9]). Posteriormente, una serie de investigaciones comenzaron a desarrollarse en estados Unidos [10, 11] y en Suecia [12]. Las investigaciones efectuadas en Norteamérica dieron lugar a formulaciones de diseño empíricas, sobre las cuales se basaron posteriormente las normas americanas ACI. En Suecia, en cambio, el modelo propuesto por Kinnunen y Ny-

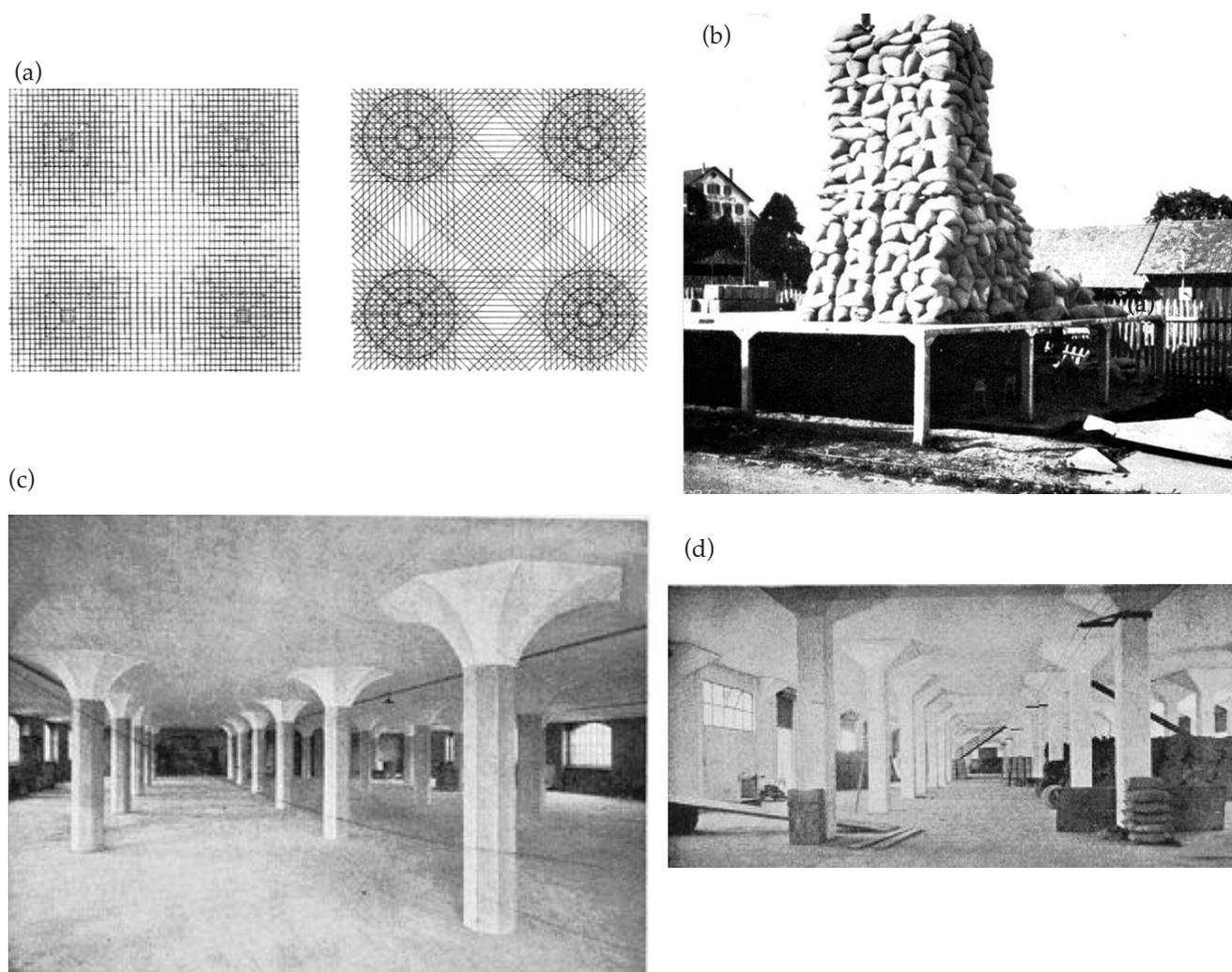


Figura 1. Primeras aplicaciones y desarrollos de losas planas sobre columnas con capiteles: (a) disposición de armaduras de flexión según el sistema de Maillart (izquierda) y de Turner (derecha) [4]; (b) ensayo de losa plana efectuado en 1908 por R. Maillart [4]; (c) depósito de Zürich-Giesshübel (ing. R. Maillart, 1910) [4,5]; y (d) depósito de mercancías del puerto de pasajes (Guipúzcoa, 1936, ing. C. Fernández Casado) [6]

lander [12] con una base física sólida, no tuvo una gran repercusión como modelo de dimensionamiento debido a la gran complejidad en su aplicación [8]. Como consecuencia, los modelos empíricos (basados en los trabajos de Moe [11] y posteriormente de Zsutty [13] para el esfuerzo cortante) fueron mayoritariamente adoptados por las diferentes normativas y recomendaciones. Dichas formulas empíricas fueron desarrolladas a partir de los ensayos disponibles mediante la aplicación de análisis dimensional y de regresión lineal. Su aplicación sin embargo ha distado de ser satisfactoria, puesto que la influencia de algunos parámetros relevantes (como el efecto de escala por ejemplo) no fue identificada e introducida hasta cierto tiempo después o bien las fórmulas en ciertos casos (fuera de sus límites de calibración normalmente desconocidos por los proyectistas) podían producir resultados con errores importantes. Como consecuencia de esta situación, se produjeron diferentes colapsos y fallos en elementos sometidos a esfuerzo cortante o punzonamiento [14, 8]. Esta situación, claramente insatisfactoria, ha continuado hasta nuestros días con diferentes normativas nacionales e internacionales (MC-90 [15], ACI 318-08 [16], EC-2 [17]) basadas todavía en fórmulas empíricas.

Como reacción a dichas formulaciones empíricas, se llevaron a cabo diversos estudios con el objetivo de investigar los mecanismos que permiten la transmisión del esfuerzo cortante en elementos de hormigón armado [18, 19, 20, 21]. Gracias a dichas investigaciones, una serie de teorías con una base física sólida (como la teoría del campo de compresiones modificada [21]) pudieron ser desarrolladas, permitiendo una comprensión clara e intuitiva de los mecanismos resistentes frente a esfuerzo cortante así como de los parámetros geométricos y mecánicos relevantes. La implementación de dichas teorías en normas y recomendaciones de diseño se ha mostrado también muy eficaz, dando lugar a formulaciones compactas y de fácil uso en la práctica (SIA 2003 [22], CSA 2004 [23]). Además, los modelos con base física permiten (siempre que los límites de validez de la teoría sigan siendo aplicables o se adapten) el análisis y dimensionamiento de sistemas complejos e incluso la invención de sistemas innovadores así como la predicción de comportamientos todavía no investigados donde el uso de formulaciones empíricas no es posible.

El primer borrador disponible del nuevo Código Modelo 2010 [24, 25] presenta una apuesta decidida en la integración de modelos de cálculo con bases físicas sólidas. En este sentido, para el diseño frente al estado límite último de punzonamiento, propone el uso de un método de cálculo basado en la teoría de la fisura crítica. Dicha teoría fue desarrollada por A. Muttoni en 1985 en el politécnico de Zürich [26] para su aplicación en el cálculo de la resistencia a punzonamiento de losas sin armadura transversal en el borrador de la norma suiza SIA 162 [27]. Sus hipótesis principales fueron validadas en una primera fase

mediante campañas experimentales [28]. Posteriormente, una serie de trabajos teóricos y validaciones sistemáticas de los ensayos de la literatura científica [29,30] permitieron establecer los modelos de cálculo para el punzonamiento en la norma suiza SIA 162 en 1993. Una serie de trabajos posteriores [31] permitieron la mejora del modelo de cálculo para el punzonamiento y cortante en vigas y losas sin armadura transversal (norma suiza SIA 262 de 2003 [22]). Asimismo, una serie de investigaciones complementarias han permitido extender su aplicación a otros casos como losas con armaduras de punzonamiento [32, 33] o el punzonamiento en casos no simétricos [34]. Sus resultados han sido validados mediante ensayos disponibles en la literatura técnica así como gracias a 146 ensayos específicos realizados en la École Polytechnique Fédérale de Lausana con losas de dimensiones típicas de $3,0 \times 3,0 \times 0,25$ m (pero llegando hasta losas de hasta 50 cm de canto [35]).

La implementación de la teoría de la fisura crítica en un método de diseño frente a punzonamiento se ha revelado eficaz y conduce a expresiones de diseño compactas [34], donde sus términos tienen un significado físico claro y comprensible [7]. Actualmente, además del Código Modelo 2010, la norma suiza SIA 262 se encuentra completamente basada en ella, permitiendo el dimensionamiento y la verificación de la seguridad estructural de losas según sus principios.

En este artículo, las bases teóricas de la teoría de la fisura crítica son descritas con rigor así como los métodos de dimensionamiento basados en ella e incluidos en el borrador del nuevo Código Modelo 2010 (una versión actualizada de dicho texto puede consultarse en [36]). El artículo se completa con una explicación sobre su aplicación utilizando diferentes niveles de aproximación en el cálculo.

2. BASES TEÓRICAS DE LA TEORÍA DE LA FISURA CRÍTICA

La teoría de la fisura crítica está basada en la hipótesis que la resistencia a cortante en elementos de hormigón sin armadura transversal depende de la abertura y rugosidad de una fisura (crítica) que se desarrolla a través de la biela comprimida transmitiendo el esfuerzo cortante [37, 7]. La posición de dicha fisura se presenta por ejemplo en la figura 2a para el caso del punzonamiento en la región de apoyo de una losa.

Una confirmación de la validez de esta hipótesis puede ser obtenida mediante el estudio de un modelo físico donde se considera la capacidad de transmisión de esfuerzo cortante gracias a los mecanismos de engranamiento de áridos y contribución del hormigón en tracción (considerando su fisuración). Según se muestra en [7], admitiendo como grado de liber-

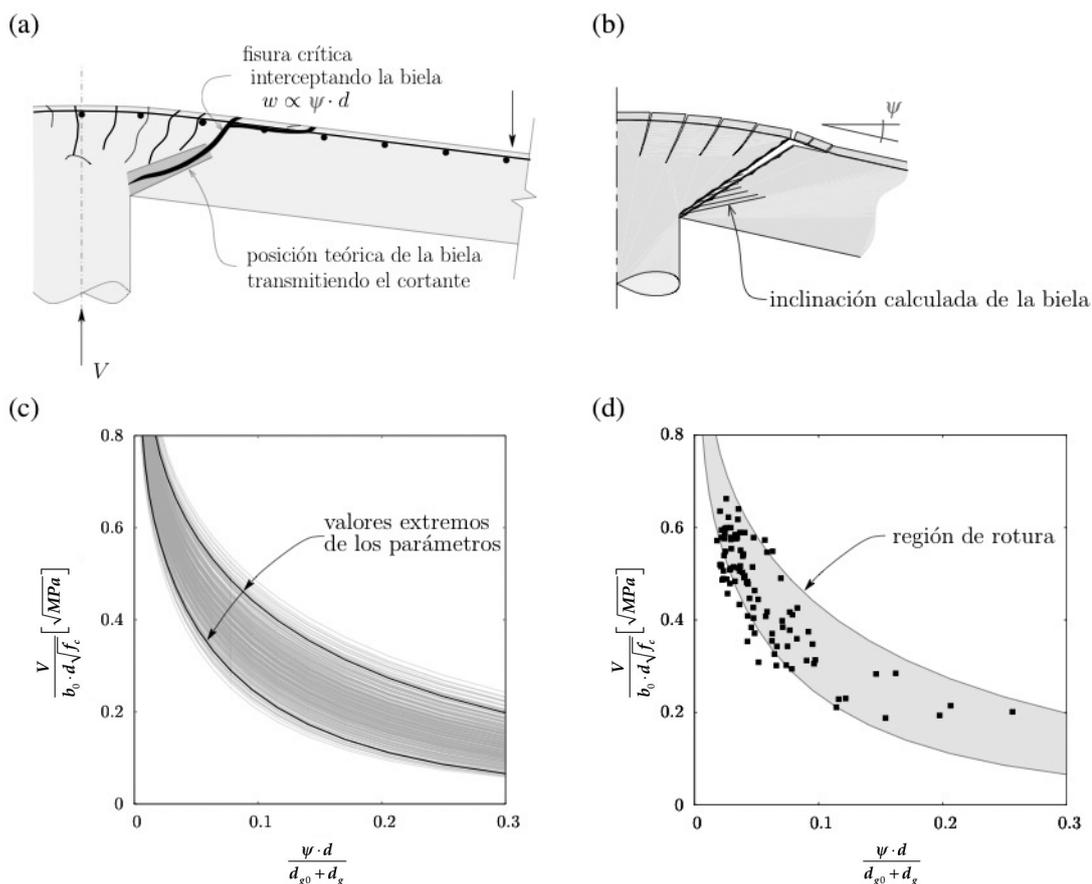


Figura 2. Aplicación de la teoría de la fisura crítica para el punzonamiento de losas: (a) posición de la fisura crítica interceptando la biela comprimida; (b) modelo físico para el análisis de la resistencia a punzonamiento [38]; (c) envolventes de rotura calculadas según el modelo físico de la figura (b) (canto entre 100 y 500 mm ($d = 95\text{-}450$ mm), cuantía de armadura entre 0,4% y 1,6%, resistencia a la compresión entre 15 y 60 MPa, tamaño del árido entre 8 y 32 mm, diámetro de la columna entre 100 y 200 mm); y (d) comparación de la región de rotura con los resultados de 99 ensayos obtenidos de la literatura científica (datos según Muttoni [7])

tad la rotación de la losa cerca de la zona de la columna (ver figura 2b), la resistencia a esfuerzo cortante se reduce con el aumento de la rotación, ver figura 2c. En dicha figura, los ejes han sido normalizados para tener en cuenta el tamaño de la columna o región de apoyo de la losa, la resistencia a la compresión del hormigón y del tamaño de la losa y del árido (esta normalización se justifica posteriormente).

Un análisis detallado de las contribuciones del engranamiento y del hormigón en tracción [38] sobre la base de los resultados del modelo físico de la figura 2b revela que la contribución del hormigón en tracción es determinante para pequeñas rotaciones (cantos reducidos, cuantías elevadas de armadura flexional) mientras que el engranamiento de áridos domina la resistencia para rotaciones moderadas o elevadas. Una comparación de la región de rotura (obtenida a partir de valores relativamente extremos de las envolventes de rotura, ver figura 2c) con una amplia base de ensayos de la literatura científica (recopilada en [7]) confirma la validez de dicho modelo físico y muestra una excelente correlación, ver figura 2d.

A efectos de diseño de losas frente a punzonamiento, y teniendo en cuenta el ancho relativamente reducido de la región de rotura, el cálculo mediante el mo-

delo físico precedente no es normalmente necesario. Una simplificación basada en un criterio simplificado de rotura es suficiente ([7, 31]). Dicha expresión supone que la resistencia a cortante, tradicionalmente correlacionada con la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión (posteriormente a los trabajos de Moody et al. [39]) depende de la abertura y de la rugosidad de la fisura crítica:

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (1)$$

Donde V_R se refiere a la resistencia a punzonamiento, b_0 a un perímetro de control (establecido a $d_v/2$ del borde de la superficie de apoyo, lo que reproduce correctamente las flexiones y cortantes en la zona crítica [38]), d_v es la altura estática resistente a cortante (distancia entre el centro de gravedad de la armadura de flexión y la superficie de apoyo de la losa, la cual no coincide siempre con el canto útil como se explicará posteriormente), f_c es la resistencia a la compresión del hormigón (medida en cilindro, expresión validada hasta hormigones de 100 MPa de resistencia [7]), w se refiere a la abertura de la fisura crítica y d_g al tamaño máximo del árido. Según Muttoni [7, 31],

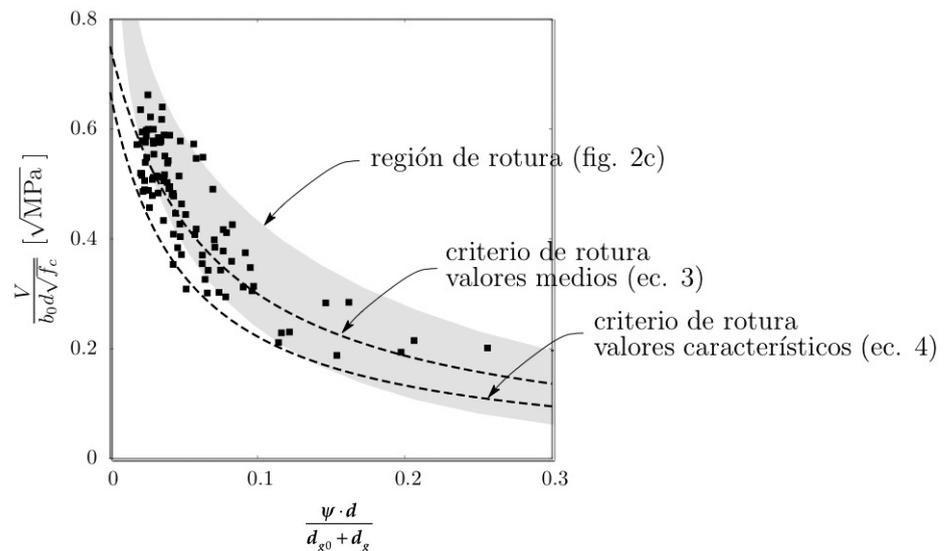


Figura 3. Comparación de la banda de rotura (figura 2c) con los criterios de rotura (valores medios y característicos ($\gamma_c = 1$)) de la teoría de la fisura crítica

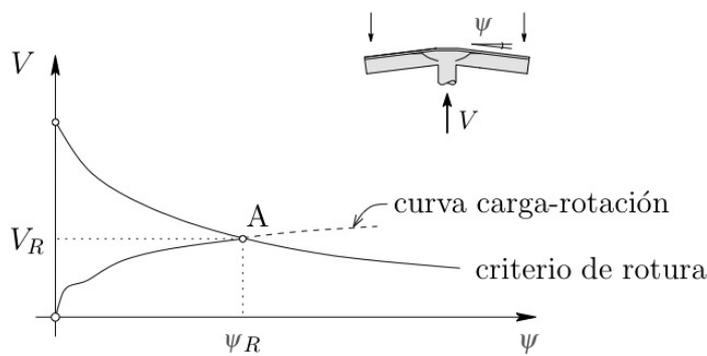


Figura 4. Cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa y de su capacidad de deformación según la teoría de la fisura crítica

el cálculo de la abertura de la fisura crítica (w) puede suponerse proporcional al producto de la rotación de la losa por el canto útil de la losa d (ver figura 2a):

$$w \propto \psi \cdot d \tag{2}$$

De donde el siguiente criterio de rotura (valores medios) fue propuesto por Muttoni [7, 31] (ver figura 3):

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v} = \sqrt{f_c} \cdot \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_g + d_{g0}}} \tag{3}$$

Donde d_{g0} se refiere a un tamaño de referencia del árido (igual a 16 mm). Para el dimensionamiento, dicho criterio de rotura puede ser reformulado introduciendo el formato de seguridad (γ_c), adoptando valores característicos de la resistencia a la compresión del hormigón (f_{ck}) y ajustando los parámetros de la expresión para garantizar un percentil característico 5% (Muttoni [7,31]).

$$\frac{V_{Rd}}{b_0 \cdot d_v} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{2/3}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{d_g + d_{g0}}} \tag{4}$$

Dicha expresión, comparada en la figura 3 al criterio medio y los resultados de ensayos es la que se encuentra finalmente recogida en el borrador del Código Modelo 2010.

3. RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE LOSAS SIN ARMADURA TRANSVERSAL

El comportamiento de losas sin armadura transversal puede ser estimado gracias al criterio de rotura. Para ello es necesario caracterizar el comportamiento de una losa mediante su curva carga-rotación en la región de la columna (ver figura 4). La intersección de dichas curvas (punto A de la figura 4) permite calcular la carga de rotura (V_R). Además de la carga de rotura, la rotación de rotura (ψ_R) puede también obtenerse por este método, lo que permite determinar la capacidad de deformación y carácter (dúctil o frágil) del elemento.

El cálculo de la curva carga-rotación puede ser efectuado de diferentes maneras:

- Fórmulas analíticas para casos sencillos (axi-simétricos) [7]

- Fórmulas simplificadas basadas en las ecuaciones analíticas [7, 40]
- Métodos numéricos basados en diferencias finitas [9] o elementos finitos [41]

La precisión en la respuesta obtenida con los diferentes métodos varía así como el tiempo necesario para la determinación de la curva carga rotación. Para dimensionamiento de estructuras normales, el uso de una ecuación simplificada es normalmente suficiente [7,32]. En el nuevo Código Modelo 2010 privilegia esta metodología proponiendo la expresión siguiente [7] para losas armadas:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{rd}} \right)^{3/2} \quad (5)$$

Donde r_s se refiere a la distancia desde el eje de la columna (o superficie de apoyo) hasta la zona de momento de flexión nulo (para losas con luces regulares $r_s \approx 0.22 \ell$, siendo ℓ la luz entre columnas), f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico de las armaduras de flexión, E_s es el valor de su módulo de elasticidad, m_{sd} es el momento medio (por unidad de longitud) en la banda de apoyo de la columna y m_{rd} es el momento resistente medio de cálculo (por unidad de longitud) en la banda de apoyo.

El uso de metodologías más precisas (por ejemplo numéricas) para la determinación de la curva carga-rotación es posible aunque normalmente sólo está justificado para el análisis de estructuras relativamente complejas o para la evaluación de la capacidad resistente de estructuras existentes. Basándose en esta posibilidad, el código modelo propone el cálculo mediante niveles de aproximación, que serán tratados con detalle posteriormente.

4 . LOSAS CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

La aplicación de la teoría de la fisura crítica es también posible para losas con armadura transversal. Esto está justificado debido a que la rotura en dichos casos se produce nuevamente por localización de las deformaciones [42]. Debe notarse que esta consideración deriva del fuerte gradiente de esfuerzos en la zona de apoyo de la losa, y no es sin embargo aplicable a vigas con armadura transversal (donde la localización de deformaciones en una fisura puede ser evitada mediante la disposición de una armadura transversal [42]). Para sistemas respetando una serie de reglas constructivas mínimas (descritas por ejemplo en el nuevo código modelo), los modos de rotura determinantes en losas con armadura transversal son (ver figura 5):

- Aplastamiento de las bielas comprimidas en una banda de cortante (figura 5a)

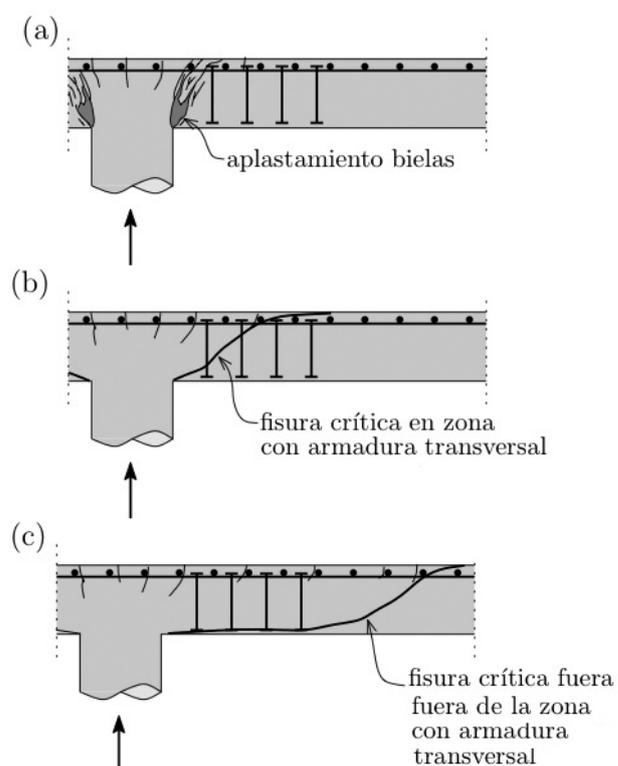


Figura 5. Modos de rotura en losas con armadura transversal: (a) aplastamiento de bielas; (b) punzonamiento con localización de deformaciones en la zona con armadura transversal; y (c) punzonamiento fuera de la zona con armadura transversal

- Punzonamiento con activación de las armaduras transversales (en el interior de la zona armada transversalmente, figura 5b)
- Punzonamiento al exterior de la zona armada transversalmente (figura 5c)

Debe notarse que, además, la rotura por flexión de la losa puede también desarrollarse en losas con cuantías bajas de armadura de flexión y suficiente armadura transversal [32].

4.1. Punzonamiento fuera de la zona reforzada con armadura transversal

El modo de rotura por punzonamiento fuera de la zona con armadura transversal puede ser directamente estudiado mediante la adopción del criterio de rotura de las losas sin armadura transversal. Debe no obstante considerarse la reducción en la altura estática eficaz (d_v) puesto que el apoyo de las bielas comprimidas se efectúa en el plano del anclaje de la armadura transversal y no en el intradós de la losa (ver ejemplos en la figura 6).

4.2. Punzonamiento en el interior de la zona reforzada con armadura transversal

La rotura en el interior de la zona reforzada con armadura transversal puede también ser estudiada

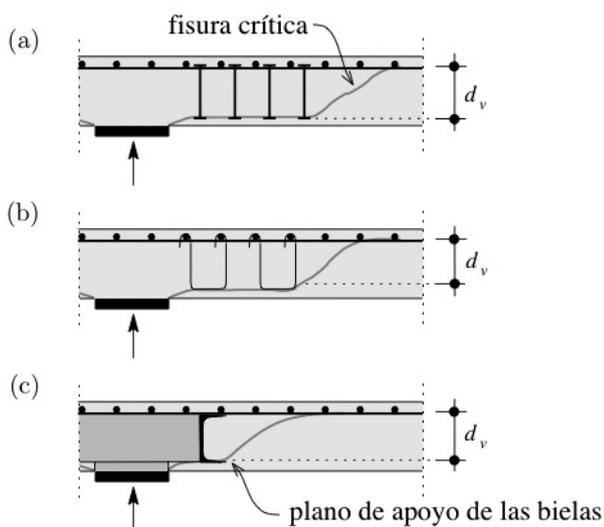


Figura 6. Punzonamiento al exterior de la zona con armadura transversal: (a) pernos; (b) cercos; y (c) cabezal metálico embebido

mediante la teoría de la fisura crítica debido a la localización de las deformaciones en una sola fisura [42] (ver Figura 5b). En este caso (ver figura 7), la resistencia a punzonamiento debe considerar tanto la contribución del hormigón como de las armaduras transversales:

$$V_R = V_{Rc} + V_{Rs} \tag{6}$$

La contribución del hormigón (V_{Rc}) puede ser directamente estimada mediante el criterio de rotura de la teoría de la fisura crítica, lo que implica una disminución de dicha contribución con el aumento de la deformación (rotación) de la losa. Respecto a la contribución de la armadura transversal (V_{Rs}), su activación es progresiva con la rotación, con deformaciones y tensiones que aumentan en la armadura conforme aumenta también la abertura de la fisura crítica (figura 7c). Este hecho [32] implica un aumento en el esfuerzo cortante transmitido por las armaduras con la rotación hasta que llegan a su plastificación, momento a partir del cual su contribución se mantiene constante.

Es interesante observar que la contribución en rotura del hormigón (V_{Rc}) es inferior a la resistencia de la losa sin armadura transversal (V_{Rc0}) (ver figura 7c). Este hecho se encuentra recogido por diversos modelos empíricos. Por ejemplo, ACI 318-08 propone una reducción constante del 50% y el EC-2 propone una reducción constante del 25%. Según el modelo presentado por la teoría de la fisura crítica, dicha reducción no es constante, sino que depende de las características mecánicas y geométricas de la losa, pudiendo evaluarse de manera precisa para cada caso (pequeñas reducciones para contribuciones bajas o moderadas de V_{Rs} y reducciones significativas para contribuciones importantes de V_{Rs}). Este método ha demostrado ser mucho más potente, general y preciso que las formulaciones empíricas [32].

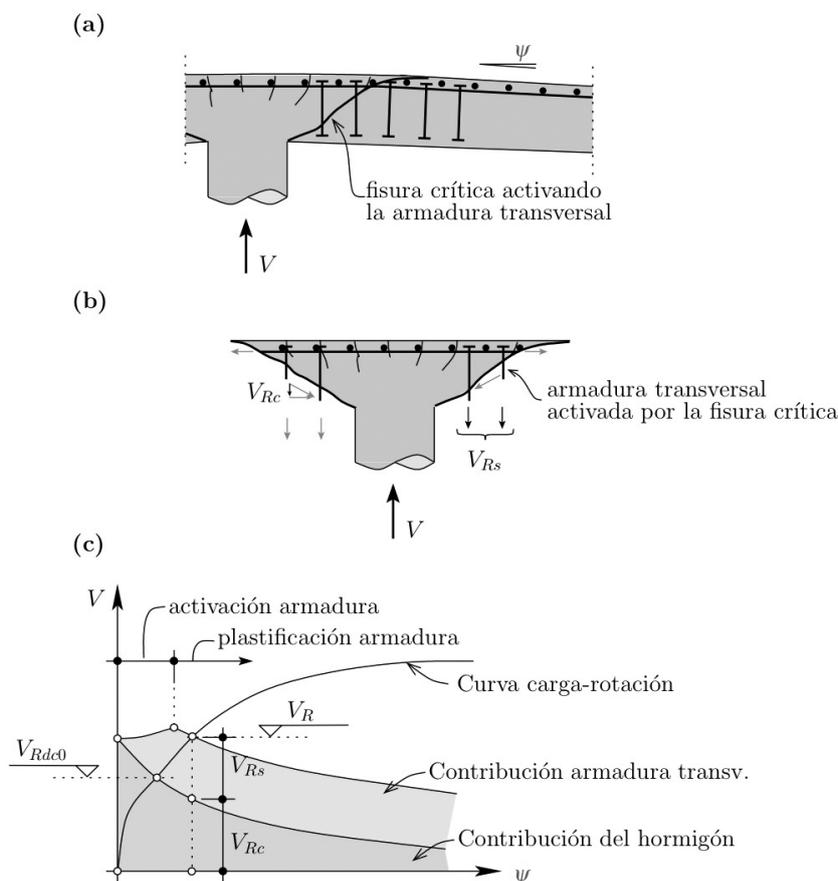


Figura 7. Comportamiento de losas con armadura transversal: (a) desarrollo de la fisura crítica y activación de la armadura; y (b,c) contribución del hormigón y del acero

El Código Modelo 2010 tiene en cuenta la activación de las armaduras transversales mediante la expresión siguiente (valores de cálculo):

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd} \sin \alpha \quad (7)$$

Donde A_{sw} es la armadura activada (en un cono de rotura a 45°), k_e es un coeficiente que considera las concentraciones de esfuerzos (y que será explicado posteriormente), α hace referencia a la inclinación de las armaduras transversales (90° para armaduras verticales) y la tensión en la armadura (σ_{swd}) es obtenida mediante la ecuación:

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \left[\sin \alpha + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right] \leq f_{ywd} \quad (8)$$

Dicha expresión ha sido derivada por Fernández Ruiz y Muttoni [32] admitiendo la cinemática propuesta en la figura 2a y considerando la adherencia de la armadura transversal. Otras expresiones más refinadas o aplicables a tipos especiales de armadura transversal (adherente, pretensada, pegada con resina) pueden consultarse en [32, 33].

4.3. Aplastamiento de las bielas comprimidas

El aplastamiento de las bielas puede desarrollarse para losas con elevadas cuantías de armadura a la flexión y de armadura transversal. Este modo de rotura se caracteriza por el desarrollo de una banda (fig. 5a) localizando las deformaciones de cortante en proximidad de la zona de apoyo. La resistencia de dicha banda se encuentra fuertemente influenciada por su estado de deformaciones transversales (fisuración) [21], el cual puede ser estimado, según se explicó anteriormente, por las rotaciones de la losa cerca de la zona de apoyo. Por analogía [32] se acepta entonces que el criterio de rotura frente a aplastamiento de bielas es proporcional al criterio de rotura de la resistencia de losas sin armadura transversal, resultando:

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}} = \lambda \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad \text{(criterio valores medios)} \quad (9a)$$

$$\frac{V_{Rd}}{b_0 \cdot d_v \cdot (\sqrt{f_{ck}} / \gamma_c)} = \lambda \frac{2/3}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad \text{(criterio valores característicos)} \quad (9b)$$

Donde d_g (tamaño máximo del árido) permite considerar el ancho de la banda de cortante y λ es un parámetro que mide la eficiencia del sistema de punzonamiento. Para dimensionamiento de sistemas respetando reglas constructivas convencionales, el valor de λ puede ser adoptado igual a 2.0. Para sistemas más efi-

cientes (con capacidades de anclaje mejoradas o reglas constructivas más estrictas) dicho valor puede aumentarse sensiblemente [38].

4.4. Validación del modelo de la teoría de la fisura crítica

La figura 8 muestra una comparación de los resultados de ensayos recopilados en [32] con el modelo propuesto por la teoría de la fisura crítica para sus formulaciones tanto medias como característica. Los resultados muestran una excelente correlación, con dispersiones sensiblemente inferiores a las obtenidas mediante otros modelos de cálculo (como el EC-2 o ACI 318-08).

5. APLICACIONES PRÁCTICAS, NIVELES DE APROXIMACIÓN

Una de las ventajas significativas ofrecidas por una teoría basada en un modelo físico es que la precisión con la que se evalúan sus diferentes parámetros, y por consiguiente la precisión en el cálculo obtenida con el modelo físico, puede ser refinada en diferentes etapas de cálculo. El código modelo aprovecha esta posibilidad permitiendo el dimensionamiento o verificación frente a punzonamiento de losas según diferentes "niveles de aproximación". La filosofía de los niveles de aproximación [43, 44] sigue en realidad la lógica tradicional en la realización de proyectos. En sus primeras fases (estudios preliminares, anteproyecto), cuando la definición de una estructura todavía es relativamente poco elaborada, sólo se tiene normalmente la necesidad de verificar los espesores o dimensiones de las losas, lo cual debe efectuarse con cálculos sencillos (normalmente efectuados a mano). En fases posteriores del proyecto, para el dimensionamiento definitivo, el nivel de precisión necesario en la estimación de la respuesta estructural aumenta, teniendo que definirse exactamente los espesores y las armaduras de flexión y punzonamiento necesarias. Por consiguiente, los cálculos simplificados evocados para el anteproyecto no son suficientes y se requiere una mejor estimación de los diferentes parámetros de cálculo requeridos por el modelo (momentos actuantes en la zona sobre la columna, excentricidades de la carga,...). En este nivel de proyecto, el proyecto se apoya normalmente en análisis efectuados sobre modelos elásticos de la losa. Eventualmente, para algunas estructuras especiales o para determinar la capacidad resistente de estructuras existentes, puede ser aconsejable utilizar evaluaciones más precisas de los parámetros de cálculo (por ejemplo con el fin de evitar refuerzos innecesarios). En este caso, el desarrollo de análisis no lineales del comportamiento de la losa son normalmente necesarios.

El diseño según esta filosofía permite mejorar la precisión en la estimación de la respuesta resistente de un elemento según sea necesario, requiriéndose para

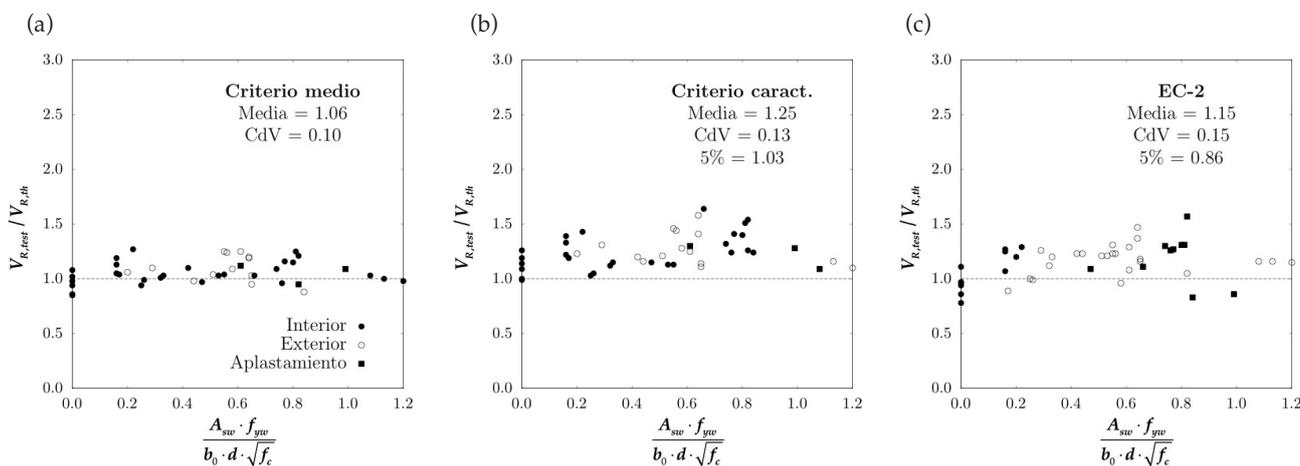


Figura 8. Comparación de la teoría de la fisura crítica con los resultados de ensayos recopilados en [32] (cociente entre la resistencia medida y la resistencia calculada, valores superiores a la unidad indicando estimaciones prudentes, CdV = Coeficiente de Variación): (a) criterio de rotura medio (activación de la armadura considerando tensiones de adherencia cuando sea aplicable); (b) criterio de rotura característico (criterio de rotura y activación de armaduras según MC-2010); y (c) comparación al EC-2

ello no obstante un mayor tiempo de análisis (ver figura 9). Puede observarse que la aplicación coherente de esta metodología de diseño requiere que el modelo de cálculo esté basado en un modelo físico, consistente y único, para todos los niveles de aproximación, de manera que la mejora en la estimación resistente provenga únicamente de la mayor precisión en la estimación de los parámetros de cálculo (en este caso, principalmente en las rotaciones y concentraciones de esfuerzos cortantes).

En el caso del punzonamiento según el Código Modelo 2010, el cálculo según niveles de aproximación permite refinar progresivamente la estimación de la rotación determinante.

5.1. Nivel de aproximación I

El primer nivel de aproximación efectúa una hipótesis prudente sobre la abertura de las fisuras en la región crítica a punzonamiento admitiendo que las armaduras de flexión llegan a la plastificación ($m_{sd} = m_{Rd}$). Introduciendo esta hipótesis en la ecuación (5) resulta:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d \cdot E_s} \tag{10}$$

Valor que depende únicamente de valores geométricos (luz de la losa, canto útil) y de las características mecánicas del acero usado como armadura (límite

elástico (valor de cálculo) y módulo de elasticidad de la armadura). Una losa que respete este criterio estará dimensionada de forma prudente (valor mínimo de resistencia) y posee una capacidad de deformación grande (roturas dúctiles). Debe notarse que un dimensionamiento según este nivel de aproximación no requiere la determinación de la cuantía de armadura sobre columna, parámetro necesario sin embargo para el cálculo según EHE-08 [45] o el EC-2.

5.2. Nivel de aproximación II

Una mejor estimación de la rotación determinante puede ser obtenida mediante la evaluación completa de la ecuación (5). Para ello debe conocerse el momento resistente (m_{Rd}) y por lo tanto la cuantía de armadura. La evaluación del momento en banda (m_{sd}) se establece a partir de fórmulas calibradas para diferentes casos: columnas de borde, de ángulo e interiores [38]. Algunas aplicaciones de las formulas propuestas en el borrador del Código Modelo 2010 serán discutidas más adelante.

En estos casos ($m_{sd} < m_{Rd}$) la capacidad de deformación de la estructura no está garantizada (roturas potencialmente frágiles para cuantías elevadas y/o pequeños cantos) y debe disponerse una armadura de integridad o de punzonamiento.

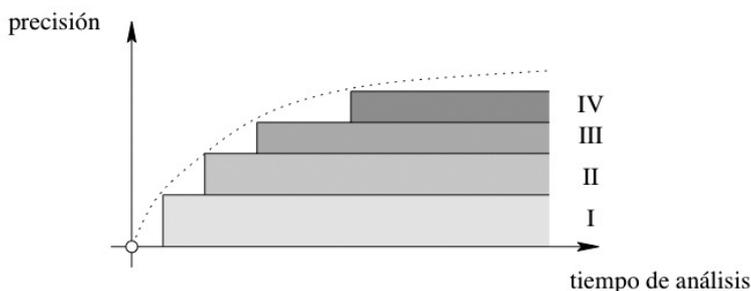


Figura 9. Diseño mediante niveles de aproximación

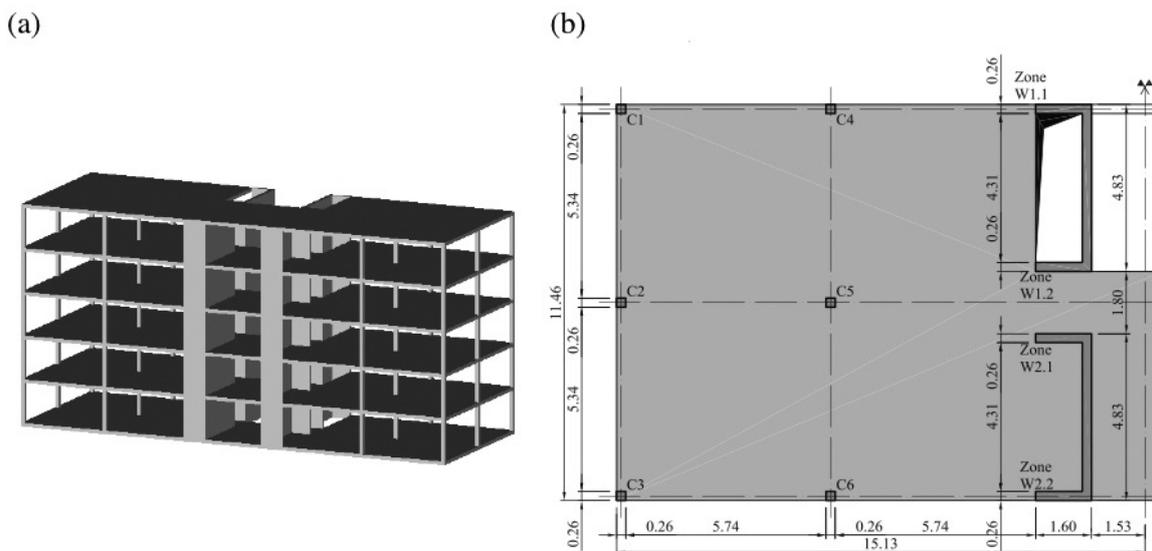


Figura 10. Ejemplo de aplicación práctica [47]: (a) estructura analizada; y (b) vista en planta y dimensiones de la losa analizada (losa de 25 cm de canto)

5.3. Nivel de aproximación III

El valor del momento de banda en la ecuación (5) puede ser estimado de manera más precisa para cada caso particular (teniendo en cuenta las peculiaridades de cada estructura) si su determinación se hace integrando directamente una ley de momentos elástica en el ancho de la banda de apoyo. Dicha integración puede efectuarse a partir, por ejemplo, de los resultados de un cálculo elástico obtenido según el método de los elementos finitos. Gracias a esta evaluación más precisa, el coeficiente 1,5 de la ecuación (5) puede ser remplazado por 1,2 [25]. Debe notarse que el momento de la banda se compara con el momento resistente de las armaduras y, por consiguiente, dicho momento de comparación debe considerar tanto los momentos de flexión como los de torsión (a fin de obtener momento de dimensionamiento de la armadura).

5.4. Nivel de aproximación IV

La estimación de la rotación mediante la ecuación (5) puede también ser sustituida por los resultados (curva carga-rotación de la losa alrededor de una columna) obtenidos mediante un análisis no lineal de la curva carga-rotación de la estructura. Dicho análisis debe tener en cuenta la influencia de la fisuración, la plastificación de armaduras, la pérdida de rigidez relativa a torsión frente a flexión [46] y del fenómeno de sobre-rigidez de las armaduras traccionadas ("tension-stiffening").

Dicha metodología goza de una generalidad absoluta y permite además la obtención de resultados precisos [40, 41]. Sin embargo, es recomendable restringir su empleo a casos especiales, como la evaluación de la resistencia de estructuras existentes, debido al significativo tiempo de análisis requerido (prepara-

ción de datos y elaboración de resultados) así como de necesitar un cierto nivel de experiencia en el uso de estas herramientas.

5.5. Ejemplo de aplicación

Un ejemplo de aplicación de la metodología de cálculo basada en niveles de aproximación y recogida en el borrador del nuevo Código Modelo 2010 puede consultarse en la referencia [47] (ver figura 10). Dicho trabajo permite comprender la simplicidad y potencia del método propuesto al aplicarlo a una estructura de geometría y características similar a una real.

6. INFLUENCIA DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO Y CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS CORTANTES

En las secciones precedentes, se ha estudiado la resistencia a punzonamiento de una losa asumiendo un comportamiento axi-simétrico. Sin embargo, en la práctica, las distribuciones de tensiones cortantes y de momentos no son normalmente uniformes y axi-simétricas [48, 34]. Este es por ejemplo el caso de losas con luces irregulares (con momento transferido a la columna) o con luces diferentes en dos direcciones así como de columnas de borde y de esquina.

La influencia de la transferencia de un momento entre una losa y una columna puede observarse en la figura 11. Dicha figura muestra una serie de ensayos efectuada por Krüger [49] donde la carga concentrada se aplica con una excentricidad constante durante el ensayo (figura 11a). Un análisis mediante campos de esfuerzos cortantes [46] muestra que conforme la excentricidad de la carga aumenta, los esfuerzos cortantes se concentran en la zona comprimida de la superficie de apoyo.

Además de este efecto de concentración de esfuerzos cortantes, la sección de la figura 11e muestra otro efecto significativo de elementos con transferencia de momento entre columna y losa. Como puede observarse en la figura, las fisuras de flexión se concentran en la zona sometida a momentos mayores, lo que conlleva a aberturas de fisura mayores y consecuentemente reduce la resistencia al esfuerzo cortante en dicha zona [34].

Ambos efectos, aumento local de los esfuerzos cortantes y reducción de la resistencia (mayores aberturas de fisura) deben considerarse para la estimación de la resistencia del elemento. En la formulación de la teoría de la fisura crítica presentada en el borrador del Código Modelo 2010, la concentración de esfuerzos puede considerarse mediante el empleo de formulas simplificadas (a través de un coeficiente denominado k_e) o bien mediante interpretación directa de

un campo de cortantes. Ambas técnicas fueron presentadas y discutidas anteriormente por los autores en [46]. Respecto a la concentración en las fisuras de flexión, este efecto (aumento de los momentos de flexión en un lado de la columna) se encuentra recogido directamente mediante un cálculo usando los niveles III y IV de aproximación y ha sido también incluido en las fórmulas analíticas de diseño de nivel II [38]. Por ejemplo, para columnas interiores, la expresión analítica (nivel de aproximación II) propuesta para el cálculo de los momentos en la banda en el Código Modelo 2010 es:

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_d - V_d \Delta e}{2b_s} \right| \tag{11}$$

Donde el momento en la banda (m_{sd}) es igual a un momento de referencia ($V_d/8$, aproximadamente igual

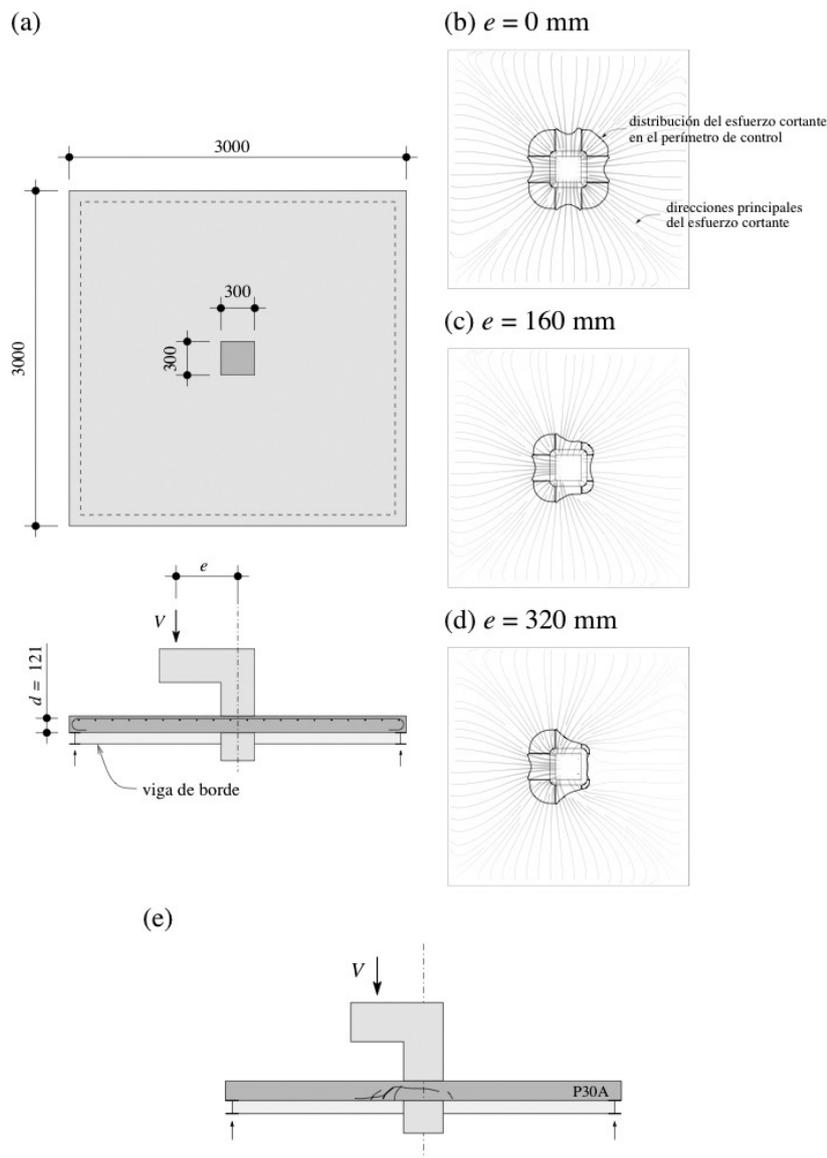


Figura 11. Transferencia de momento entre losa y columna: (a) geometría y cargas de los ensayos de Krüger [49] (cotas en [mm]); (b-d) campos de cortante para diferentes excentricidades de la carga (0, 160 mm and 320 mm respectivamente); y (e) sección del elemento P30A (excentricidad igual a 320 mm) tras la ruptura de punzonamiento

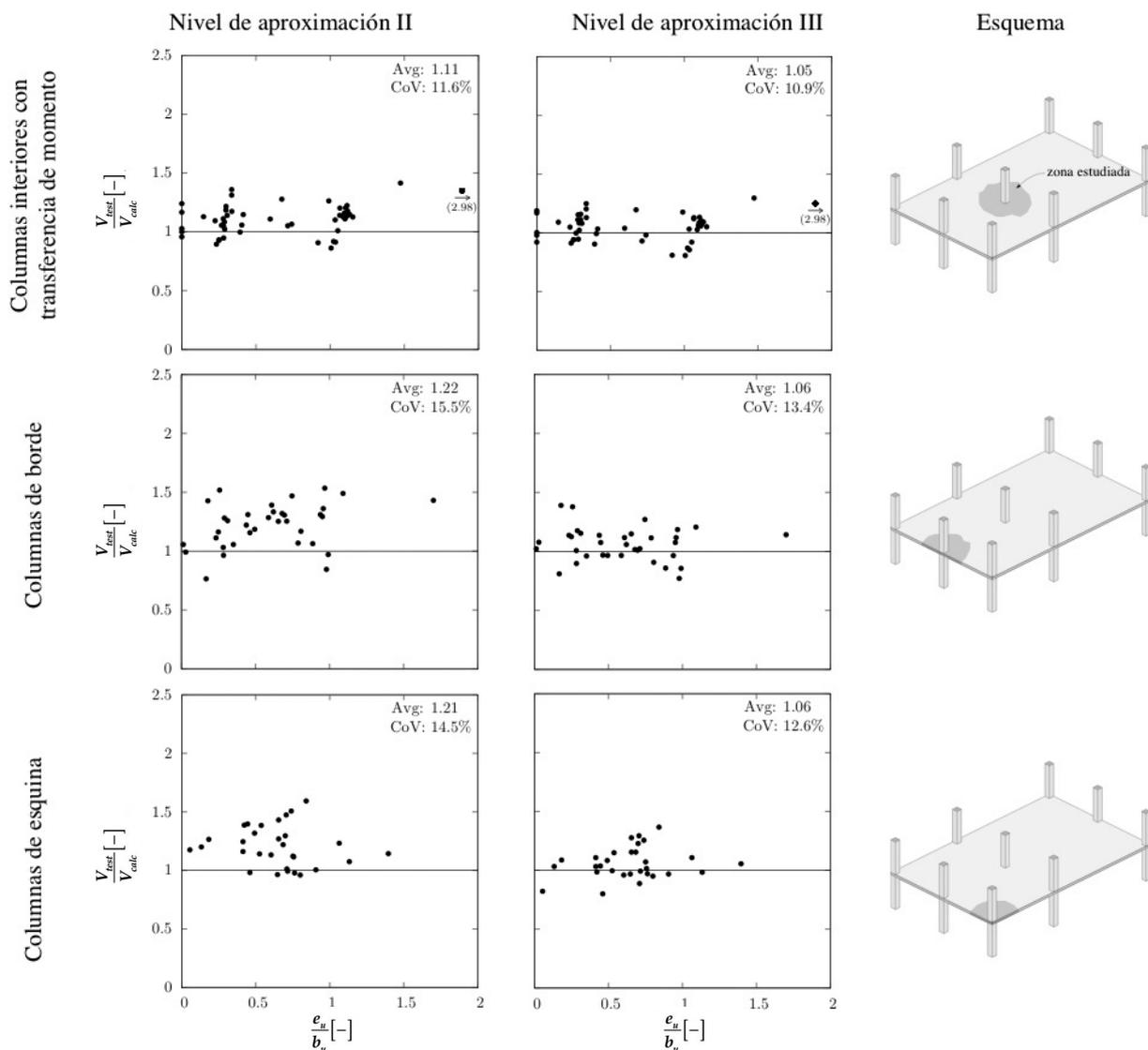


Figura 12. Comparación de la teoría de la fisura crítica con ensayos sobre columnas interiores, de borde y de esquina (series experimentales según [38])

al momento de banda de una losa axi-simétrica) al que se le añade un término que considera el momento transferido entre la columna y la losa (M_d) así como la excentricidad (Δe) del eje de la columna (eje de referencia para el cálculo de esfuerzos) respecto al centro de gravedad del perímetro de control. Respecto al denominador de dicho término ($2b_s$), considera que el momento total a transferir se reparte en el ancho de la banda a partes iguales en las dos caras paralelas al momento.

Es interesante observar que el nivel de aproximación I (ecuación 9) no considera este fenómeno (concentración de fisuras de flexión) ya que de manera prudente considera plastificadas todas las armaduras próximas a la columna (apertura máxima de fisura).

La figura 12 presenta una comparativa de la precisión obtenida usando las fórmulas analíticas del Código Modelo 2010 para el nivel de aproximación II y III. Los resultados se muestran satisfactorios y consistentes para todos los casos analizados (columnas

de borde, esquina y centrales), siendo la precisión mejor para el nivel de aproximación III debido a la estimación más precisa de los momentos en la banda. Una comparación con el EC-2 (figura 13) muestra que dicho modelo, con base empírica, no captura correctamente la influencia de la excentricidad y puede proporcionar resultados potencialmente del lado de la inseguridad para grandes excentricidades.

Investigaciones recientes [34] presentan cómo efectuar estudios más refinados de este fenómeno, considerando redistribuciones de esfuerzo cortante entre las zonas sometidas a diferentes niveles de sollicitación esfuerzos cortantes y momentos de flexión.

7. CONCLUSIONES

En este artículo se han presentado los fundamentos teóricos de la teoría de la fisura crítica así como su implementación en el borrador del nuevo Código Modelo 2010. Sus conclusiones más importantes son:

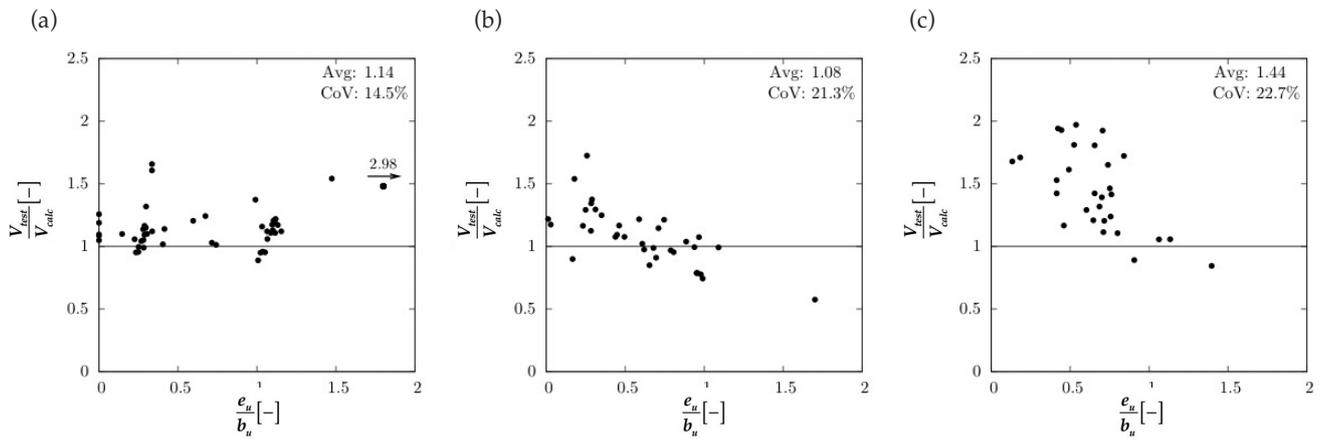


Figura 13. Comparación del EC-2 con ensayos sobre columnas: (a) interiores; (b) de borde y (c) de esquina (series experimentales según [38])

1. La teoría de la fisura crítica está basada en un modelo físico consistente, teniendo en cuenta los diferentes mecanismos resistentes que permiten la transmisión del esfuerzo cortante.
2. La resistencia frente a punzonamiento en losas sin armadura transversal se reduce a medida que las deformaciones (apertura de fisuras) aumentan. Un parámetro eficaz para cuantificar las deformaciones en la región crítica a punzonamiento es su rotación en torno a la zona de apoyo.
3. Si la resistencia se expresa en función de la capacidad de deformación (rotación) de las losas, las roturas se desarrollan en una región bien definida. El ancho de dicha región es relativamente estrecho y puede ser aproximada a efectos prácticos por un criterio de rotura.
4. El cálculo de la carga de rotura necesita, además del criterio de rotura, de la definición de la curva carga-rotación (comportamiento flexional) de la losa.
5. Dicha curva puede ser estimada con mayor o menor precisión, permitiendo establecer diferentes niveles de aproximación para la aplicación de la teoría.
6. Utilizando las hipótesis de la teoría de la fisura crítica, la contribución de armaduras transversales a la transmisión del esfuerzo cortante puede también ser estimada. De esta manera, pueden obtenerse nuevamente expresiones de diseño compactas y con un fundamento físico.
7. La teoría de la fisura crítica puede ser utilizada de manera consistente para el estudio de casos donde haya transferencia de momentos y concentraciones de esfuerzos cortantes.

- M_d = valor de cálculo del momento flector
- V_d = valor de cálculo del esfuerzo cortante
- V_R = resistencia a punzonamiento
- V_{Rd} = valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento
- V_{Rc} = contribución del hormigón en la resistencia a punzonamiento
- V_{Rs} = contribución de la armadura transversal en la resistencia a punzonamiento
- $V_{Rd,s}$ = valor de cálculo de la contribución de la armadura transversal en la resistencia a punzonamiento
- b_0 = perímetro de control
- b_s = ancho de la banda de apoyo a proximidad de la columna o zona de introducción de cargas
- d = canto útil
- d_v = altura estática resistente a cortante
- d_g = tamaño máximo del árido
- d_{g0} = tamaño de árido de referencia (16 mm)
- e_u = excentricidad de la carga respecto del centro de gravedad del perímetro de control
- f_{bd} = resistencia de cálculo de adherencia (puede adoptarse 3 MPa para barras corrugadas y hormigones convencionales)
- f_c = resistencia del hormigón a la compresión (medida en cilindro)
- f_{ck} = resistencia característica del hormigón a la compresión (medida en cilindro)
- f_{yd} = valor de cálculo del límite elástico de la armadura de flexión
- f_{ywd} = valor de cálculo del límite elástico de la armadura transversal

NOTACIÓN

- A_{stv} = área de la armadura transversal
- E_s = módulo de elasticidad de la armadura

k_e	=	coeficiente de excentricidad
ℓ	=	luz entre columnas
m_{Rd}	=	momento resistente medio de cálculo (por unidad de longitud) en la banda de apoyo
m_{sd}	=	momento medio (por unidad de longitud) en la banda de apoyo
r_s	=	distancia desde el eje de la columna (o superficie de apoyo) hasta la zona de momento de flexión nulo
w	=	abertura de la fisura crítica
α	=	inclinación de las armaduras transversales (90° para armaduras verticales)
γ_c	=	factor parcial de seguridad del hormigón
Δe	=	excentricidad del eje de la columna (eje de referencia para el cálculo de esfuerzos) respecto al centro de gravedad del perímetro de control
ϕ_w	=	diámetro de la armadura transversal
λ	=	coeficiente midiendo la eficiencia de un sistema de armadura contra el punzonamiento
ψ	=	rotación de la losa en la zona de apoyo de la losa
ψ_R	=	rotación de la losa en rotura
σ_{wd}	=	valor de cálculo de la tensión en la armadura transversal

BIBLIOGRAFÍA

- [1] FÜRST, A.; MARTI, P. "Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs". ASCE, *Journal of Structural Engineering*. 1997, vol. 123, n° 8, p. 1102-1110.
- [2] GASPARINI, D.A. "Contributions of C.A.P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905-1909". ASCE, *Journal of Structural Engineering*. 2002, vol. 128, n° 10, p. 1243-1252.
- [3] ARENAS DE PABLO, J.J. *Caminos en el aire: los puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2002. 1031 p. ISBN: 84-380-0224-2.
- [4] MAILLART, R. "Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke in der Schweiz und in Amerika". *Schweizerische Bauzeitung*. 1926, vol. 87, n° 21, 1926, p. 263-265.
- [5] MAILLART, R. "Discussion". *IABSE Congress report*, 1932, vol. 1, p. 197-208.
- [6] FERNÁNDEZ CASADO, C. "Dalles champignons". *IABSE Congress report*, 1948, vol. 3, p. 547-552.
- [7] MUTTONI, A. "Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement". *ACI Structural Journal*. 2008, vol. 105, n° 4, p. 440-450.

[8] MUTTONI, A. [Ed.], FERNÁNDEZ RUIZ, M.; FÜRST, A.; GUANDALINI, S.; HUNKELER, F.; MOSER, K.; SEILER, H. *Sécurité structurale des parkings couverts*. Doc. D 0226 SIA, Société Suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich, 2008, 105 p.

[9] GUANDALINI, S. *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé*. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Thèse de doctorat n° 3380, 2005, 178 p.

[10] ELSTNER, R.C.; HOGNESTAD, E. "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs". *ACI Journal*, 1956, vol. 53, n° 2, p. 29-58.

[11] MOE, J. *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads*. Illinois, USA: Development Department Bulletin D47, Portland Cement Association, 1961, 135 p.

[12] KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. *Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*. Stockholm, Sweden: Transactions of the Royal Institute of Technology, 1960, n°158, 112 p.

[13] ZSUTTY, T.C. "Beam shear strength prediction by analysis of existing data". *ACI Journal*, 1968, vol. 65, n° 11, p. 943-951.

[14] COLLINS, M.P.; KUCHMA, D. "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?". *ACI Structural Journal*, 1999, vol. 96, n° 4, p. 482-490.

[15] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON CEB-FIP, *Model code for concrete structures*. Telford, London: CEB-FIP, 1993, 437 p.

[16] ACI. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*. Farmington Hills, Mich.: American Concrete Institute, 2008, 473 p.

[17] EN 1992-1-1: 2004. *EUROCODE 2. Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN, 2004, 225 p.

[18] KANI, G.N.J. "The Riddle of Shear Failure and its Solution". *ACI Journal Proceedings*, 1964, vol. 61, n° 4, p. 441-468.

[19] FENWICK, R.C.; PAULAY, T. "Mechanisms of shear resistance of concrete beams". *Proceedings of the ASCE*, 1968, vol. 94, n° ST10, p. 2325-2350.

[20] WALRAVEN, J.C. "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock". *Journal of the Structural Division*. 1981, vol. 107, n° 11, p. 2245 - 2270.

[21] VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P. "The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear". *ACI Journal*, 1986, vol. 83, March-April, p. 219-231.

- [22] SIA. *Code 262 for Concrete Structures*. Zürich: Swiss Society of Engineers and Architects, 2003, 94 p.
- [23] CSA COMMITTEE A23.3. *CSA A23.3-0, Design of Concrete Structures*. Mississauga: Canadian Standards Association, 2004, 214 p.
- [24] FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). *Model Code 2010, First complete draft*. Vol.1. Lausanne: FIB, Bulletin 55, 2010, 318 p. ISBN 978-2-88394-095-6.
- [25] FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). *Model Code 2010 - First complete draft*. Vol. 2. Lausanne: FIB, Bulletin 56, 2010, 312 p. ISBN 978-2-88394-096-3.
- [26] MUTTONI, A. *Punching shear – Draft code proposal*, SIA 162, Working Group 5. Zürich: Swiss Society of Engineers and Architects, 1985, 15 p.
- [27] SIA. *Code 162 for Concrete Structures*. Zürich: Swiss Society of Engineers and Architects, 1993, 86 p.
- [28] MUTTONI, A.; THÜRLIMANN, B. *Schubversuche an Balken und Flachdecken ohne Schubbewehrung*. Zürich: ETH; Institut für Baustatik und Konstruktion, 1986, 12 p.
- [29] MUTTONI, A. *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*. Zürich: ETH; Institut für Baustatik und Konstruktion, Report Nr. 176, 1989, 159 p.
- [30] MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J. "Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement". *IABSE Colloquium*, Stuttgart, 1991, vol. 62, p. 703-708.
- [31] MUTTONI, A. "Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung". *Beton- und Stahlbetonbau*, 2003, vol. 98, p. 74-84.
- [32] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. "Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement". *ACI Structural Journal*, 2009, vol. 106, n° 4, p. 485-494.
- [33] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.; KUNZ, J. "Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement". *ACI Structural Journal*, 2010, vol. 107, n° 4, p. 434-442.
- [34] SAGASETA, J.; MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; TASSINARI, L. "Non axis-symmetrical punching shear around internal columns of RC slabs without transverse reinforcement". *Magazine of Concrete Research*, Thomas Telford Publishing Ltd., London. [en imprenta]
- [35] GUANDALINI, S.; BURDET, O.; MUTTONI, A. "Punching tests of slabs with low reinforcement ratios". *ACI Structural Journal*, 2009, vol. 106, n° 1, p. 87-95.
- [36] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). *Clause 7.3.5 (punching) of New Model Code 2011*. 11 p. (consultado: http://ibeton.epfl.ch/MC2010_Punching/NMC_7-3.5_24.12.2010.pdf)
- [37] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. "Shear strength of members without transverse reinforcement as a function of the critical shear crack width". *ACI Structural Journal*, 2008, vol. 105, n° 2, p. 163-172.
- [38] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. "MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions". Lausanne: *Fédération Internationale du Béton*, Bulletin 57, 2010, p. 31-60.
- [39] MOODY, K.G.; VIEST, M.; ELSTNER, R.C.; HOGNESTAD, E. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams – Part 1: Tests of Simple Beams". *ACI Journal Proceedings*, 1954, vol. 51, n° 12, p. 317-332.
- [40] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; GUANDALINI, S. "Poinçonnement des ponts-dalles". 4. *FBH/ASTRA - Studientagung "Neues aus der Brückenforschung"*. Dokumentation D0223. Société suisse des ingénieurs et architectes (SIA), 2007, p. 85-94.
- [41] VAZ RODRIGUES, R. *Shear Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs*. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Thèse de doctorat n° 3739, 2007, 289 p.
- [42] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. "Shear in slabs and beams: should they be treated in the same way?". Lausanne: *Fédération Internationale du Béton*, Bulletin 57, 2010, p. 105-128.
- [43] SCHERTENLEIB, P.; MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J. *Pièces comprimées*. Documentation SIA, D 0182 Introduction à la norme SIA 262, Zürich, 2003, p. 67-77.
- [44] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. "Design through an incremental approach: the Swiss experience". *2010 Joint IABSE - fib Conference*, Dubrovnik, Croacia, 2010, 8 p.
- [45] MINISTERIO DE FOMENTO. Comisión Permanente del Hormigón. *EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2009, 702 p.
- [46] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. "Aplicaciones de los campos de esfuerzos cortantes en el análisis y dimensionamiento de losas de hormigón armado". *Hormigón y acero*, 2009, vol. 60, n° 252, p. 73-88.
- [47] LIPS, S.; MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. *NMC2010- Punching shear of flat slabs: Design example*. Lausanne, Switzerland: École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2010. (consultado: <http://ibeton.epfl.ch/MC2010Punching>)
- [48] SAGASETA, J.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. "Non-symmetrical punching of flat slabs and slab bridges without transverse reinforcement". *Fib Symposium*, London, 2009, 8 p.
- [49] KRÜGER, G. *Résistance au poinçonnement excentré des planchers-dalles*. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Thèse de doctorat, 1999, 174 p.

Última monografía publicada*

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA **19**

M

**Modelos lineales
aplicados al hormigón
estructural**

Grupo de trabajo 2/4
Estadística Aplicada al
Hormigón Estructural

*Esta monografía está disponible para todos los miembros de ACHE solamente en versión digital (formato pdf), en la página web de la Asociación.

ACHE

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

Pandeo simultáneo de pilas de puente: aplicación a un cálculo sísmico tipo *push-over* de las pilas del puente atirantado de Bucaramanga en Colombia

Simultaneous buckling of bridge piers: algorithm applied in push-over analysis for the seismic design of the pylons on Bucaramanga Bridge in Colombia

Celso Iglesias Pérez^(1,3), Guillermo Ayuso Calle⁽²⁾, Antonio Cano Fernández-Carrión⁽²⁾ y Raúl González Aguilar⁽²⁾

Recibido | Received: 19-04-2011
Aceptado | Accepted: 21-07-2011

Resumen

La relevancia de este trabajo es triple: 1º. Se presenta con detalle el algoritmo implementado para probar la estabilidad de pilas de puente de forma global, es decir, integradas en la estructura más general del puente. 2º El método planteado constituye una alternativa más general al método habitual de leyes momento-curvatura. 3º Se describe su aplicación al puente atirantado de Bucaramanga de 292 m de luz y pilas de 50 y 70 m de altura (altura total de la torre mayor de 133 m). Su aplicación, considerando confinamiento en determinadas secciones de pilas permite tener en cuenta la generación de rótulas plásticas y demostrar el grado de ductilidad alcanzado en la estructura, constituyendo una aplicación práctica del método de cálculo sísmico por capacidad o *push-over* a pilas de puente.

Palabras clave: pandeo simultáneo, rótulas plásticas, *push-over*, cálculo por capacidad, no linealidad geométrica, estabilidad a pandeo.

Abstract*

The relevance of this article is threefold: 1st It presents in detail the algorithm used to test the stability of bridge piers in a global model, i.e., integrated in the most general structure of the bridge. 2nd The method put forward represents a more general alternative to the commonly used moment-curvature method of sectional analysis for biaxial bending under constant axial force. 3rd It describes the algorithm's application to a 292 m span cable-stayed bridge with piers of 50 and 70 m in height (total height of the biggest tower 133 m). Its application, considering confinement in some particular cross-sections of piers permits the taking into account of "plastic hinges" phenomena due to earthquakes and demonstrates the degree of ductility achieved in the structure. This constitutes a practical application of the *push-over* method to bridge piers.

Keywords: simultaneous buckling, bridge piers, plastic hinge, *push-over*, capacity analysis, non-geometric linearity, stability to buckling

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 109 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

(3) Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: ciglesias@cfcsl.com

1. INTRODUCCIÓN

El estudio cuyos resultados se resumen a continuación ha sido realizado durante el desarrollo del proyecto de ejecución del puente atirantado de Bucaramanga (Colombia), bajo la dirección del Dr. Ing. de Caminos Leonardo Fernández Troyano.

Se trata de un puente con atirantamiento al centro de la sección transversal y con empotramiento de las torres en el tablero, lo que estructuralmente supone un comportamiento tipo pórtico en dirección longitudinal y de tipo ménsula en dirección transversal. En los estribos E1 y E4, el tablero se encuentra longitudinalmente libre y transversalmente apoyado. Esta disposición estructural se adoptó tras comprobar que era posible transmitir toda la carga sísmica a través de pilas y estribos sin necesidad de disponer ningún tipo de dispositivo antisísmico, lo que simplifica el diseño de la estructura. Finalmente, la existencia de tiro en ambos estribos obliga a bloquear el puente para reacciones verticales de levantamiento.

La obtención precisa de la respuesta de una estructura ante la acción sísmica requiere técnicas de cálculo dinámico no lineal para incorporar la variación en el tiempo de las propiedades no lineales de los materiales, y determinar así la historia de las respuestas en esfuerzos y movimientos. Este tipo de cálculos denominados internacionalmente con el nombre genérico de *"time history"* exigen gran tiempo de cálculo y capacidades muy importantes de post proceso de re-

sultados lo que hace en general poco operativas estas técnicas.

El presente trabajo se enmarca en la necesidad de disponer de métodos prácticos que obvien la utilización de los métodos de cálculo tipo *"time history"* y que permitan por tanto predecir el comportamiento no lineal de estructuras de este tipo. Hay que observar que cualquier técnica de cálculo no lineal resulta de difícil aplicación para diseñar o encajar una estructura, por el simple motivo que hasta que no se conoce el dimensionamiento de la estructura el proceso de cálculo no lineal no puede realizarse en su totalidad. La metodología que se va a exponer a continuación puede interpretarse, por tanto, como una técnica de cálculo simplificada para encajar una estructura, predimensionando sus elementos fundamentales, de forma que la aplicación de una técnica no lineal de tipo *"time history"* sea ya solo una simple comprobación de un dimensionamiento previo.

El método simplificado que se va a exponer está basado, por tanto, en obtener la capacidad sísmica de la estructura ante el sismo longitudinal y transversal. En la primera parte del trabajo se presenta la herramienta que se ha desarrollado para obtener la capacidad de la estructura, considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo, mediante un cálculo estático no lineal. La capacidad se representa por la relación entre un porcentaje de las fuerzas de inercia de origen sísmico aplicadas sobre el conjunto de la estructura y los movi-

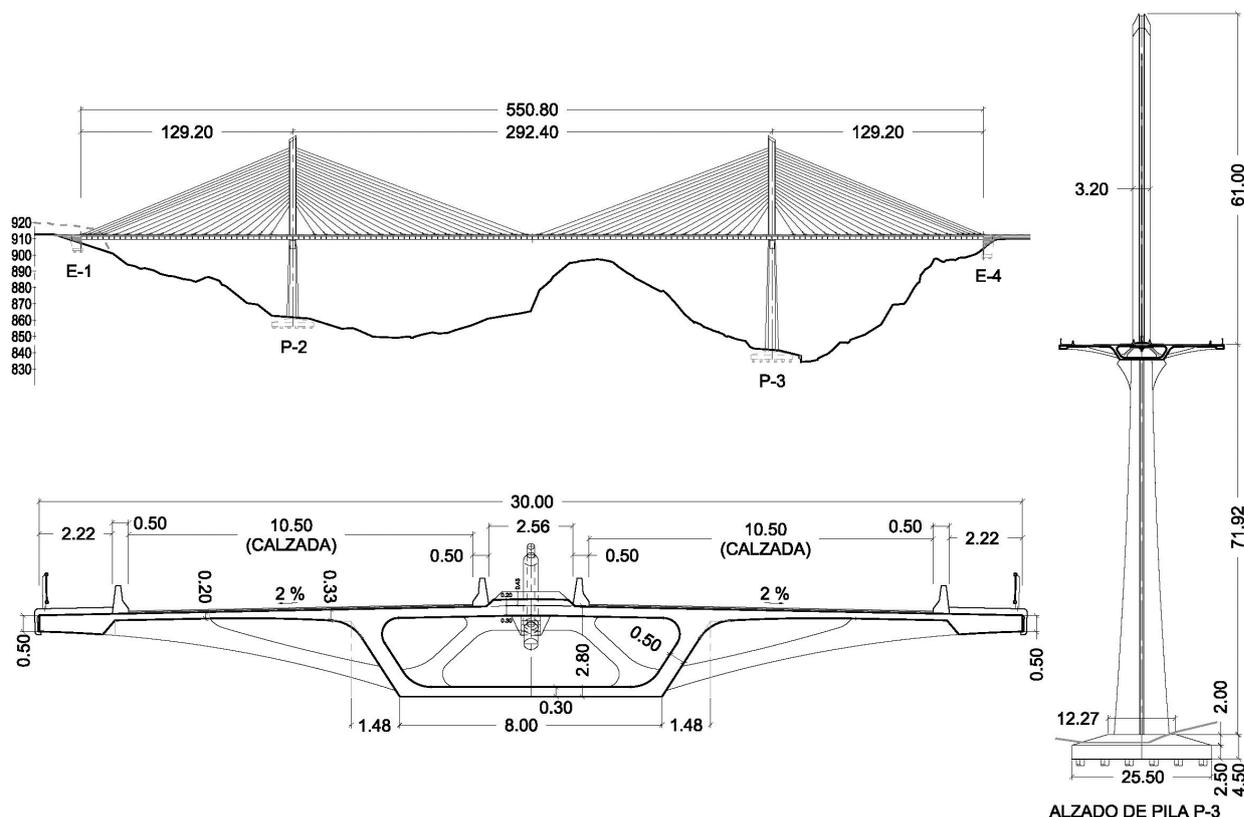


Figura 1. Puente atirantado de Bucaramanga (Colombia), luces $129,20 + 292,40 + 129,20 = 550,80$ m

mientos de puntos representativos de la misma. La curva de capacidad representa la respuesta del modo fundamental longitudinal o transversal (sismo longitudinal o transversal) basándose en la hipótesis de que éste es el modo predominante en la respuesta.

En la segunda parte del trabajo se describe cómo se construye la curva de demanda sísmica sobre la estructura a partir del espectro de aceleraciones del movimiento sísmico, convenientemente escalado de acuerdo con el amortiguamiento efectivo del sistema.

2. OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

2.1. Descripción general del algoritmo de cálculo

Uno de los primeros intentos de aplicación del cálculo no lineal para comprobar el pandeo de una pila aislada con diferentes condiciones de contorno en cabeza se debe a P. Faessel et al. [1] y a A. Morisset [2]. El algoritmo que se va a describir a continuación es mucho más general al permitir la comprobación simultánea o sucesiva de la estabilidad de pilas de puente. Se tiene en cuenta la no linealidad geométrica y la no linealidad por el material en flexión compuesta esviada con posibilidad de axil variable. Se trata de un cálculo no lineal estático en el que se aplica la carga exterior total, por tanto no en incrementos, evaluando la rigidez y la respuesta de la estructura en su globalidad en cada iteración. La rigidez de las pilas puede, por tanto, variar en cada iteración debido a las causas siguientes:

1. Efectos P-delta o no linealidad geométrica con tensiones de compresión altas y flexión transversal esviada.
2. Propiedades no lineales de los materiales, tales como plastificación o endurecimiento del acero y presencia de rótulas de hormigón desarrolladas en hormigón confinado.

El método de cálculo no tiene en cuenta grandes desplazamientos, es decir, no se establecen las ecuaciones de equilibrio en la posición deformada de la estructura. A diferencia del cálculo lineal de estabilidad a pandeo, este método estático no lineal permite conocer la respuesta en cada iteración en deformaciones, desplazamientos y esfuerzos hasta que se alcanza la convergencia, teniendo en cuenta durante el proceso posibles redistribuciones de esfuerzos axiales o momentos de flexión debidas a un cambio en la rigidez relativa entre las diferentes pilas entre sí o entre estas pilas y el tablero del puente.

Se trata, por tanto, de una alternativa al método clásico de momentos-curvatura, método éste que obtiene el comportamiento carga-deformación de una sección de hormigón utilizando leyes tensión-deforma-

ción no lineales generales. Para una carga axil dada existe una deformación de la fibra más comprimida y una curvatura de la sección, los dos parámetros de deformación que definen la ley de Navier, para los cuales la distribución no lineal de tensiones está en equilibrio con la carga axil aplicada. Se puede entonces obtener un valor único del momento de flexión para esta curvatura de la sección y a partir de la distribución de tensiones en la sección. La deformación máxima de compresión en la fibra extrema y la curvatura de la sección se pueden iterar de forma que se obtiene un rango completo de valores momento-curvatura. En el caso de flexión biaxial o esviada, la sección se puede girar de forma que se pueda considerar ésta sometida a un momento flector resultante único. En todos los casos, tanto de flexión uniaxial como biaxial o esviada, el esfuerzo axil permanece constante. Desde este punto de vista el algoritmo que se presenta a continuación es mucho más general ya que no precisa que el esfuerzo axil, y por tanto la deformación axil, permanezca constante y por ello puede actualizarse su valor en cada iteración.

La técnica no lineal que permite, teniendo en cuenta las propiedades inelásticas de los materiales, definir cuál es la capacidad de la estructura frente a la acción sísmica se describe a continuación en sus puntos fundamentales:

1. La pila se divide en tramos de longitud y sección dada, modelizada con rectángulos de hormigón y aceros de armar, representados por sus coordenadas de posición y área.
2. Se supone una deformada inicial (opcional) o error de verticalidad, expresado como giros (I_x, I_y) según ejes locales x, y de la sección y carga exterior en el tablero y en el fuste de las pilas.
3. Con la deformada inicial (I_x, I_y) y la carga exterior, se obtienen en cada sección esfuerzos N, M_x, M_y con pequeñas deformaciones, grandes desplazamientos y pequeños giros.
4. La deformada de la 1ª iteración consta de la deformada inicial por error de verticalidad (I_x, I_y) más la deformada producida por los esfuerzos N, M_x, M_y .
5. Conocidos N, M_x, M_y se itera para obtener las deformaciones y curvaturas $\varepsilon_{n'}, \omega_{x'}, \omega_{y'}$.
6. Conocidas las deformaciones $\varepsilon_{n'}, \omega_{x'}, \omega_{y'}$ en cada sección y los desplazamientos en cimientos (coeficiente de balasto), se obtiene la nueva deformada de la pila al final de la 1ª iteración.
7. Recálculo en cada sección de la nueva rigidez, eliminando el hormigón en tracción, y nueva rigidez a nivel estructura, lo que se incorpora en las sucesivas iteraciones.
8. Con igual carga exterior y deformada inicial, pero nuevas rigideces, se obtienen nuevos esfuerzos

N, M_x, M_y que definen nuevas curvaturas y deformada, al final de la 2ª iteración.

- Se continúa este proceso, reiterando los pasos 7º a 8º, hasta alcanzar un estado de equilibrio estable o, por el contrario, para concluir que no es posible el estado de equilibrio.

2.2 Justificación teórica del algoritmo de cálculo

En cada sección actúan los esfuerzos N, M_x, M_y y se supone una deformación plana tipo Navier:

$$\epsilon_z = \epsilon_N + \omega_x y + \omega_y x \tag{1}$$

Si ϵ_N es la deformación de axil N y ω_x, ω_y las curvaturas según x, y entonces la ecuación (1) representa un plano en el espacio 3D. Sea $\sigma_s = f(\epsilon_c)$ una ley elástica no lineal del hormigón y $\sigma_c = g(\epsilon_s)$ una ley elástica lineal con escalón de plastificación horizontal o con endurecimiento, en tracción y compresión. Si se prescinde del hormigón traccionado, conocidas $\epsilon_N, \omega_x, \omega_y$ se obtiene ϵ_z de cada elemento de área A (hormigón o acero) en posición (x, y) de la sección, a partir del plano de deformación de la ecuación (1). Conocida la deformación ϵ_z , se puede calcular la tensión $\sigma_c = f(\epsilon_c)$ en el hormigón ($\epsilon_c = \epsilon_z$), y $\sigma_s = g(\epsilon_s)$ en el acero (ϵ_s, ϵ_z). Integrando las tensiones en cada elemento de la sección, se obtiene su resultante y, por suma y reducción al origen, el esfuerzo axil y flector en la sección total que representa cada tramo de la pila:

$$\begin{aligned} N &= N(\epsilon_N, \omega_x, \omega_y) = N(\epsilon_z) = N(\sigma_c, \sigma_s) \\ M_x &= M_x(\epsilon_N, \omega_x, \omega_y) = M_x(\epsilon_z) = M_x(\sigma_c, \sigma_s) \\ M_y &= M_y(\epsilon_N, \omega_x, \omega_y) = M_y(\epsilon_z) = M_y(\sigma_c, \sigma_s) \end{aligned} \tag{2}$$

Al inicio de la iteración N, M_x, M_y en curso los esfuerzos producidos en cada sección por la carga exterior, obtenidos del cálculo general de la estructura, son dato y las deformaciones $\epsilon_N, \omega_x, \omega_y$ que definen el plano de deformación de la ecuación (1) son incógnita. Es preciso ahora proceder a la inversión del sistema de ecuaciones de la ecuación (2), lo que se puede realizar iniciando el proceso por ejemplo con unos valores iniciales $\epsilon_N, \omega_x, \omega_y = 0,0001$ y calculando sucesivamente en cada elemento (x, y) de hormigón y acero de la sección transversal la deformación ϵ_z con la ecuación (1), después la distribución de tensiones $\sigma_c = f(\epsilon_c)$ y $\sigma_s = g(\epsilon_s)$, y finalmente los esfuerzos N, M_x, M_y en cada sección transversal. A continuación hay que actualizar los valores $\epsilon_N, \omega_x, \omega_y$ y reiterar el proceso N, M_x, M_y hasta que converjan a los valores de esfuerzos dato producidos por la carga exterior.

Una vez alcanzada la convergencia en deformaciones $\epsilon_N, \omega_x, \omega_y$ y en esfuerzos N, M_x, M_y los nuevos va-

lores obtenidos de las deformaciones de convergencia $\epsilon_N, \omega_x, \omega_y$ definen una nueva posición del plano de deformación ϵ_z :

$$\begin{aligned} \epsilon_N &= \epsilon_N(N, M_x, M_y) \text{ es la deformación vertical} \\ \omega_x &= \omega_x(N, M_x, M_y) \text{ es la curvatura en el plano} \\ &\text{de las } x \\ \omega_y &= \omega_y(N, M_x, M_y) \text{ es la curvatura en el plano} \\ &\text{de las } y \end{aligned} \tag{3}$$

Por otro lado, estos valores de convergencia $\epsilon_N, \omega_x, \omega_y$ dan lugar a un campo de desplazamientos en las pilas que modifican los valores de los esfuerzos dato N, M_x, M_y producidos por la carga exterior, ya que se modifica la geometría inicial de la pila al inicio de la siguiente iteración, además de considerar el efecto de no linealidad geométrica, vía matriz de rigidez geométrica, en el cálculo global de la estructura.

2.3. Ley de tensión-deformación del hormigón

El consenso internacional es que una curva con un pico de tensión y rama descendente se adapta mejor al cálculo no lineal que la parábola-rectángulo, lo que condujo a utilizar la ley de Sargin [3], que es la recomendada por el reglamento francés de hormigón pretensado BPEL [4] para el caso de cálculo no lineal:

$$\begin{aligned} 0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{cu} \quad \sigma_c &= \sigma_{c0} \frac{k \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) + (k'-1) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) + k' \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2} \\ k &= \frac{E_{ij} \epsilon_{c0}}{f_{cj}} \quad E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \end{aligned} \tag{4}$$

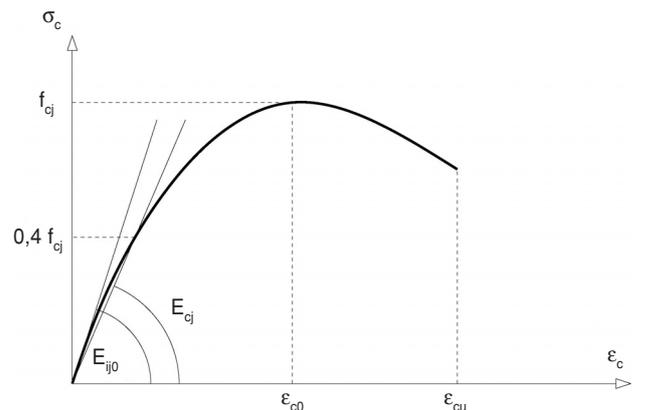


Figura 2. Ley de tensión-deformación del hormigón estructural para cálculo no lineal

La curva de la ecuación (4) ajusta su rama descendente desde el valor de la tensión de pico σ_{c0} , según la ductilidad o fragilidad del hormigón, controladas a través del parámetro k' :

$$\begin{aligned}
 k' &= k - 1 \text{ si } f_{cj} \leq 30 \text{ MPa} \\
 k' &= (k - 1) \left(\frac{55 - f_{cj}}{25} \right) \text{ si } 30 \text{ MPa} \leq f_{cj} \leq 55 \text{ MPa} \\
 k' &= 0 \text{ si } f_{cj} \geq 55 \text{ MPa}
 \end{aligned} \tag{5}$$

Para la tensión de pico se toma el valor $\sigma_{c0} = f_{cj}$, donde f_{cj} es la resistencia característica a "j" días, y corresponde al valor de la deformación ϵ_{c0} :

$$\epsilon_{c0} = 0,62 * 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad \epsilon_{cu} = 0,0035 \tag{6}$$

Esta curva no presenta un escalón de plastificación horizontal para $\epsilon_c > \epsilon_{c0}$, sino una rama descendente hasta la deformación última $\epsilon_{cu} = 0,0035$, a la que se ajusta desde el pico de tensión σ_{c0} según el valor del parámetro k' . La rama descendente mide la ductilidad del hormigón y se ajusta con $k' = k - 1$ para hormigón de baja resistencia (dúctil) y $k' \approx 0$ para hormigón de alta resistencia (frágil). El módulo elástico en cada rectángulo de hormigón es el valor secante al origen, siendo distinto para cada punto (x, y) según los valores (ϵ, σ) . Los elementos de hormigón y acero contribuyen a la rigidez global, homogeneizados en cada pila al módulo elástico adoptado en el modelo general de cálculo de la estructura. Para el cálculo de esfuerzos en el caso de las pilas, la inercia homogeneizada no fisurada puede utilizarse como valor de referencia para fijar el desplazamiento elástico objetivo en cálculos *push-over*, cuando se aplica la fuerza sísmica Q total, sin tener en cuenta ninguna reducción por ductilidad R ($R = 1$).

2.4. Consideración del confinamiento en la ley de tensión-deformación del hormigón

Se han seguido las recomendaciones del borrador del Código Modelo-2010 [5] y [6], que modifica las deformaciones ϵ_{c0} , ϵ_{cu} en función del grado de zunchado del hormigón:

Deformación última de rotura:

$$\epsilon_{cu}^{conf} = \epsilon_{cu} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad \sigma_2 = f_{ck} * 0,5 * \alpha * \omega_{wd} \tag{7}$$

Deformación de plastificación:

$$\epsilon_{\omega}^{conf} = \epsilon_{c0} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \tag{8}$$

$$\sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \Rightarrow f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,000 + 5,00 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \tag{9}$$

$$\sigma_2 > 0,05 f_{ck} \Rightarrow f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,50 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \tag{9}$$

Los valores de las deformaciones (ϵ_{c0}^{conf} , ϵ_{cu}^{conf}) confinadas se obtienen a partir de los valores de las defor-

maciones no confinadas (ϵ_{c0} , ϵ_{cu}), de acuerdo con los valores de la resistencia característica del hormigón f_{ck} y de la tensión lateral efectiva de compresión en ELU σ_2 , función esta última de los parámetros (α , ω_{wd}). Estos parámetros fijan el grado de zunchado o confinamiento alcanzado en la sección transversal correspondiente. La cuantía volumétrica de armadura transversal elegida $\omega_{wd} = 0,085$ garantiza el zunchado, lo que permite desarrollar la ley de comportamiento $\sigma - \epsilon$ prevista en las rótulas plásticas. El coeficiente de reducción por confinamiento α se define:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \tag{10}$$

Donde α_n mide la eficacia de la armadura transversal y α_s la influencia de la separación longitudinal entre cercos. El confinamiento es mayor al aumentar el número n de barras longitudinales eficazmente zunchadas por la armadura transversal de separación $s < 0,20$ m:

$$\alpha_n \approx 1 - \frac{8}{3} \frac{1}{n} \tag{11}$$

En zona de rótulas (base de pilas y bajo capiteles) se ha considerado $\alpha_n \approx 1$. Para el caso de un núcleo confinado rectangular α_s depende de la separación de la armadura transversal y de la anchura b_0 de dicho núcleo confinado:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{1}{2} \frac{s}{b_0} \right) \quad s < \frac{b_0}{2} \tag{12}$$

Para valores $s = 0,10$ m y un valor mínimo $b_0 = 0,376$ m, se obtienen los valores $\alpha_s = 0,867 \approx 0,60$ y $\alpha = 0,6$ que es un valor que puede considerarse conservador.

2.5. Ley de tensión-deformación en el acero

Se ha considerado la ley habitual elástico lineal, con endurecimiento en función la clase de ductilidad del acero:

$$\begin{aligned}
 -\epsilon_{cu} > \epsilon_s & \quad \sigma_s = 0 \\
 -\epsilon_{cu} \leq \epsilon_s < -\epsilon_{se} & \quad \sigma_s = -\sigma_{su} = -f_{yd} + \frac{(K-1)f_{yd}}{\epsilon_{ud} - \epsilon_{se}} \epsilon_s = \\
 & = -\frac{f_{yk}}{\gamma_s} + \frac{(K-1)f_{yk}/\gamma_s}{\epsilon_{ud} - \epsilon_{se}} \epsilon_s \\
 -\epsilon_{se} < \epsilon_s \leq 0 & \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \epsilon_{se} = -\frac{\sigma_{se}}{E_s} = -\frac{f_{yd}}{E_s} = -\frac{f_{yk}/\gamma_s}{E_s} \\
 0 \leq \epsilon_s < \epsilon_{se} & \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \epsilon_{se} = +\frac{\sigma_{se}}{E_s} = +\frac{f_{yd}}{E_s} = +\frac{f_{yk}/\gamma_s}{E_s} \\
 \epsilon_{se} < \epsilon_s \leq \epsilon_{ud} & \quad \sigma_s = +\sigma_{su} = +f_{yd} + \frac{(K-1)f_{yd}}{\epsilon_{ud} - \epsilon_{se}} \epsilon_s = \\
 & = +\frac{f_{yk}}{\gamma_s} + \frac{(K-1)f_{yk}/\gamma_s}{\epsilon_{ud} - \epsilon_{se}} \epsilon_s \\
 \epsilon_s > \epsilon_{ud} & \quad \sigma_s = 0
 \end{aligned} \tag{13}$$

Para el caso de considerar escalón de plasticidad horizontal, $\epsilon_{uid} = \epsilon_{uk}$ $K = 1$. Si por el contrario se considera una rama con endurecimiento, $\epsilon_{uid} = 0,9 * \epsilon_{uk}$ $K = 1$. En la ley tensión-deformación para el acero considerada en el cálculo se han tomado para los parámetros de la ecuación (13) los valores siguientes:

$$K = \frac{f_t}{f_y} = 1,35 \quad \epsilon_{uid} = 0,9 * \epsilon_{uk} \quad (14)$$

$$\epsilon_{uk} = 10\% = 0,10 \quad \gamma_s = 1,15$$

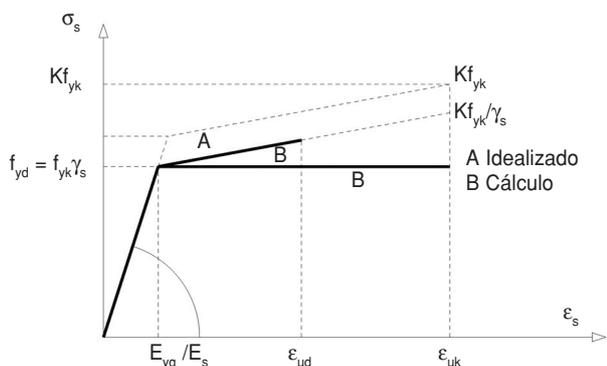


Figura 3. Ley de tensión-deformación del acero

En la Tabla 1 se pueden encontrar los diferentes valores que definen la pendiente de la rama de endurecimiento y la deformación última de rotura para las diferentes clases de acero, que se pueden encontrar en el Código Modelo [6].

Tabla 1. Clases de aceros de armar (Código Modelo 2010)

Clase de acero	Rama de endurecimiento $k = f_t / f_y$	Deformación de rotura
A	$K \geq 1,05$	$\epsilon_{uk} \geq 2,5\%$
B	$K \geq 1,08$	$\epsilon_{uk} \geq 5\%$
C	$1,15 \leq K \leq 1,35$	$\epsilon_{uk} \geq 7\%$
D	$1,25 \leq K \leq 1,45$	$\epsilon_{uk} \geq 8\%$

2.6. Control de la convergencia

Se realiza simultáneamente un control en flechas y esfuerzos y no hay convergencia, es decir, la estructura se considera inestable en estos casos:

- A las 20 iteraciones el cálculo se para y se debe analizar si la pila es o no estable. Esto puede suceder en el caso de torres de atirantamiento, donde la carga en los tirantes varía en cada iteración. En el plano de tirantes la torre no puede pandear, pero puede suceder que se agote una sección por compresión excesiva.

- Rotura de una sección, es decir, con las deformaciones obtenidas a partir de las leyes $\sigma - \epsilon$ de los materiales que integran la sección transversal, es imposible generar unos esfuerzos internos que sean capaces de equilibrar los esfuerzos seccionales producidos por la carga exterior.
- Se supera el valor $0,2L_0$ de flecha en cabeza en cualquier plano, siendo L_0 la altura de la pila.

Para unos esfuerzos N, M_x, M_y dados, el plano $\epsilon_z = \epsilon_N + \omega_x y + \omega_y x$ en cada sección se obtiene por iteraciones sucesivas y la convergencia puede no ser posible por alguna de estas causas:

- El valor inicial de $\epsilon_t = \omega_x = \omega_y = 0,0001$ es demasiado grande para los valores de los esfuerzos dados, es decir, las deformaciones que inicializan el proceso iterativo producen esfuerzos internos que son mayores que los esfuerzos seccionales producidos por la carga exterior. En este caso, por tanto, la convergencia es imposible.
- Los esfuerzos producidos por la carga exterior N, M_x, M_y están muy cerca de los esfuerzos del Estado Límite Último de rotura por flexo-compresión esviada.

2.7. Modelización de la pila: geometría y materiales

La pila se divide en secciones de cálculo a las que se les asocia un tramo de longitud determinada. En este tramo se supone que la sección transversal y los materiales presentes en la misma son constantes. El hormigón se representa mediante rectángulos definidos por dos puntos de coordenadas $(x_1, y_1), (x_2, y_2)$ y por su ancho B . Cada uno de estos rectángulos se subdivide internamente en una malla de 100 rectángulos. El acero se representa mediante las coordenadas de posición (x_i, y_i) de cada redondo y su área A . Como parte de las herramientas de pre-proceso de datos, se ha desarrollado una herramienta informática que permite obtener la modelización en rectángulos y en redondos de acero en cada sección, volcando de forma automática los datos a un fichero de datos.

2.8. Introducción de las cargas exteriores y sistemas de referencia

La acciones exteriores sobre la estructura se deben introducir con los valores correspondientes al Estado Límite Último de Rotura, es decir, Peso Propio + Carga Muerta + Sobrecarga en una hipótesis de carga única. En la Figura 5 se puede ver la relación entre los diferentes sistemas de referencia utilizados en el cálculo: sistema local de pila, sistema local de barra (XL, YL, ZL) y sistema global (XG, YG, ZG). La geometría de pila y materiales se modeliza en el sistema local de pila (XP, YP), que coincide con el sistema local utilizado para cada una de las secciones. Finalmente, para establecer la relación entre el sistema lo-

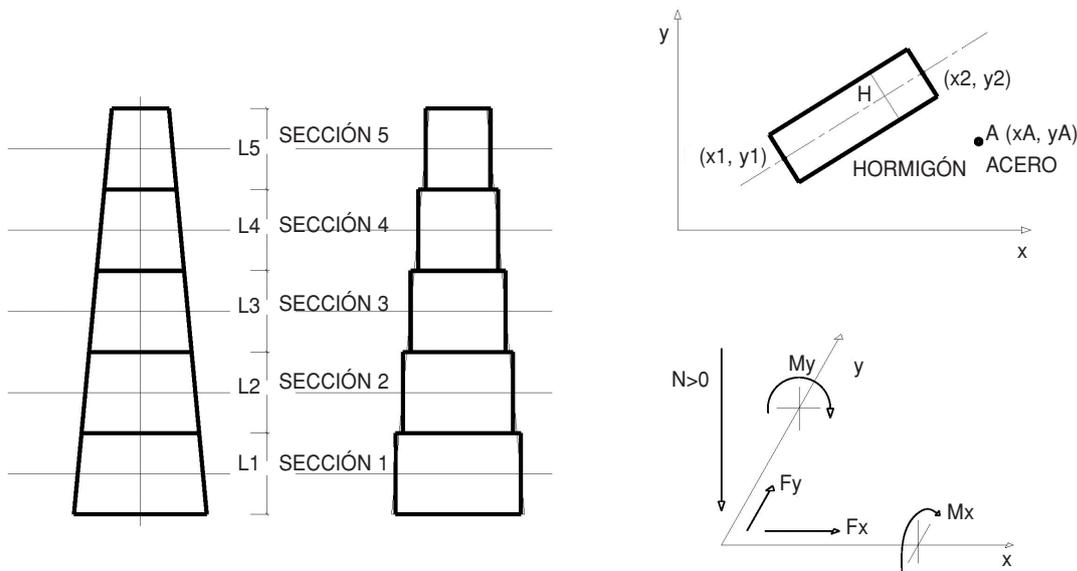


Figura 4. Modelización de la pila y de las secciones y de los materiales hormigón y acero en el sistema local de la sección.

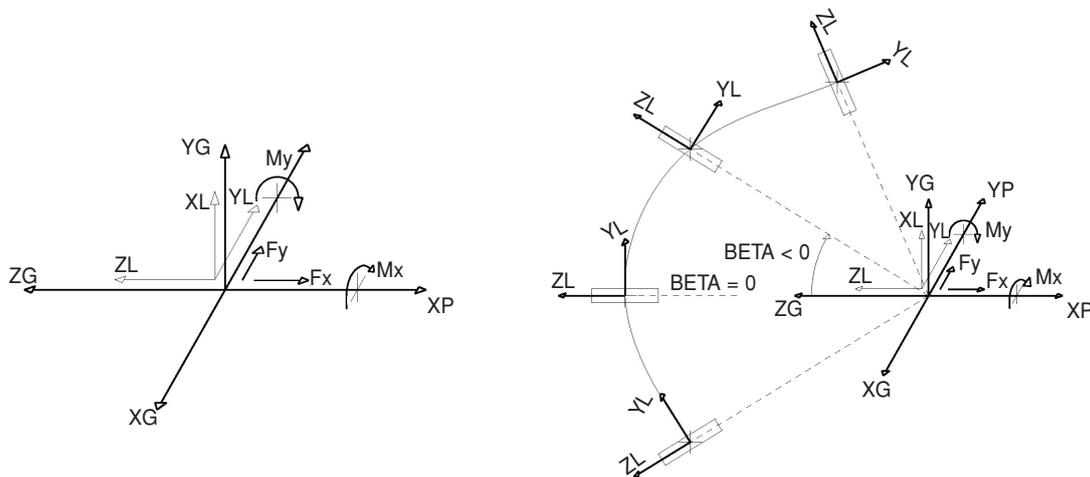


Figura 5. Relación entre sistemas de referencia en el cálculo global y local de pilas y tablero

cal de barra y el sistema global de estructura es necesario introducir el ángulo β , que relaciona la posición de los ejes principales de inercia de la sección con los ejes locales de la barra en donde se encuentra dicha sección. Habitualmente se hacen coincidir los ejes principales de inercia de la sección transversal de la barra con los ejes locales de la barra, en cuyo caso $\beta = 0$. En caso contrario se tienen valores $\beta \neq 0$:

- EJE Y GLOBAL (YG) vertical y dirigido hacia arriba.
- EJE X GLOBAL (XG) horizontal (en general según el eje del puente).
- EJE Z GLOBAL (ZG) con orientación directa (producto vectorial): $ZG = XG \times YG$.

3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA: PROYECTO POR CAPACIDAD

3.1. Concepto de capacidad

La respuesta a un sismo de gran intensidad es no li-

neal y el comportamiento elastoplástico de los materiales permite disipar parte de la energía introducida en la estructura, tanto mayor cuanto mayor sea la *ductilidad* o capacidad de la estructura para desarrollar una gran deformación en el rango plástico, sin que se sobrevenga su colapso. El concepto de capacidad permite al proyectista en primer término evaluar los esfuerzos sísmicos cuando el comportamiento de la estructura deja de ser lineal y en segundo término, localizar el daño en secciones elegidas a priori, de forma que el acceso sea posible y su reparación sea sencilla.

3.2. Demanda frente a capacidad en una estructura

Las fuerzas de sismo imponen demandas (esfuerzos/desplazamientos) que deben ser menores que las capacidades, al objeto de evitar que se produzca una rotura frágil y para alejarse de los esfuerzos últimos de rotura de los elementos de la estructura. Para conseguir este doble objetivo se eligen a priori unas

secciones que funcionan a modo de fusibles, es decir, unas secciones suficientemente dúctiles en las que se concentra el daño, protegiendo por tanto al resto de las secciones de la estructura que pueden así mantener su capacidad resistente durante el sismo. Esta forma de proceder obliga a anticipar a priori el mecanismo de colapso plástico más probable en sismo, con lo que la metodología de demanda-capacidad ha de seguir los pasos siguientes:

1. Se realiza un cálculo sísmico elástico multimodal con el espectro de respuesta normativo que corresponda. Los esfuerzos obtenidos se dividen por el valor supuesto a priori del coeficiente de ductilidad R .
2. Se definen las secciones susceptibles de desarrollar ante la acción sísmica rótulas en régimen plástico. El momento de agotamiento en éstas (capacidad) M_u debe ser mayor que el momento sísmico de diseño M_d calculado previamente (demanda).
3. Se comprueba que las rótulas tienen suficiente capacidad de giro (ductilidad), lo que depende de la cuantía y disposición de la armadura transversal de zunchado en las secciones donde se desarrollan dichas rótulas.
4. Si los esfuerzos en las secciones que representan las rótulas plásticas no superan su capacidad, ello permite limitar los esfuerzos en el resto de las secciones, no superando su valor de rotura y se dice por tanto que quedan protegidas por capacidad.

Referencias a esta forma de proceder se pueden encontrar en [7] y en [8].

3.3. Capacidad de desplazamiento

La capacidad de desplazamiento se puede definir como el máximo desplazamiento que se produce en un punto significativo de la estructura antes de alcanzar el colapso, lo que implica comprobar si la demanda es inferior a dicha capacidad, estimable con un modelo estático no-lineal y un empuje progresivo o *push-over*. Es aquí donde interviene el método de cálculo estático no lineal que se ha explicado en la primera parte de este trabajo, que permite obtener la capacidad de la estructura aprovechando las capacidades de deformación no lineal de los materiales.

El método denominado *push-over* consiste entonces en aplicar cargas horizontales proporcionales a las fuerzas de inercia sísmicas correspondientes al modo fundamental de vibración, aumentándolas hasta agotar las rótulas. El proceso acaba si aparece el número suficiente de rótulas para formar el mecanismo de colapso, pudiendo en ese momento comprobar si la estructura llega a la deformación objetivo sin colapso. Se consiguen así tres objetivos: se obtiene de forma natural el mecanismo de colapso plástico de la

estructura, las zonas de formación de rótulas y la capacidad de desplazamiento de la estructura para poder compararla con la demanda de desplazamiento.

3.4. Demanda de desplazamiento

Si S_a , S_d , son la aceleración y el desplazamiento espectral y T el periodo del modo fundamental, la demanda de desplazamiento se puede calcular como:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \quad (15)$$

Obtenida la curva de demanda y la curva de capacidad, su intersección proporciona el punto de funcionamiento de la estructura bajo la acción sísmica, pudiendo así comprobar el valor elegido a priori para el coeficiente de ductilidad R .

3.5. Concepto de ductilidad

Se puede definir este concepto como la capacidad que tiene la estructura para deformarse plásticamente, sin colapsar, disipando durante el proceso de deformación energía sísmica. De acuerdo con el *Código Colombiano de Puentes CCP 220-94* [9], que ha servido de referencia para la comprobación del Puente de Bucaramanga, en un cálculo sísmico basado en fuerzas horizontales, se puede estimar la demanda con un cálculo lineal, dividiendo a continuación las fuerzas de inercia y los esfuerzos obtenidos por el coeficiente de ductilidad R .

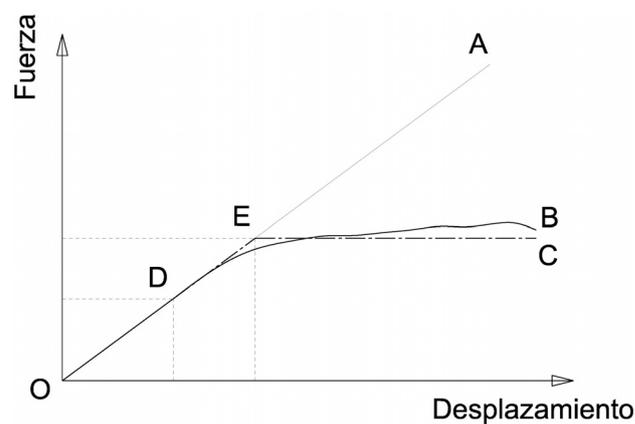


Figura 6. Curva de capacidad de desplazamiento de una estructura solicitada por una fuerza horizontal

En la Figura 6 se representa el desplazamiento en función de una fuerza horizontal F de origen sísmico. La línea OA representa el desplazamiento elástico, proporcional a F . Si la capacidad corresponde a un nivel de respuesta sísmica menor que la del espectro sísmico de diseño, entonces se produce la plastificación de algunas secciones. A partir del punto D se observan las primeras plastificaciones en la armadura y el comportamiento deja de ser lineal, y

en la medida en que plastifiquen más secciones, se tiende a la curva *ODB*, que se puede asimilar a la curva teórica *OEC*. El criterio de Newmark-Hall [10] permite aproximar la fuerza sísmica en estructuras que presentan comportamiento plástico, calculando la estructura con una fuerza *R* veces menor que la fuerza sísmica teórica y asumiendo que si la estructura fuese elástica, con una fuerza *F* se tendría un desplazamiento igual a Δ_m . Si su comportamiento fuese el plástico perfecto, el inicio de la plastificación (límite elástico) se produciría para un desplazamiento Δ_y y dicho desplazamiento elástico Δ_m se alcanzaría con una fuerza F/R , lo que da la ductilidad en desplazamiento:

$$R = \Delta_m / \Delta_y \quad (16)$$

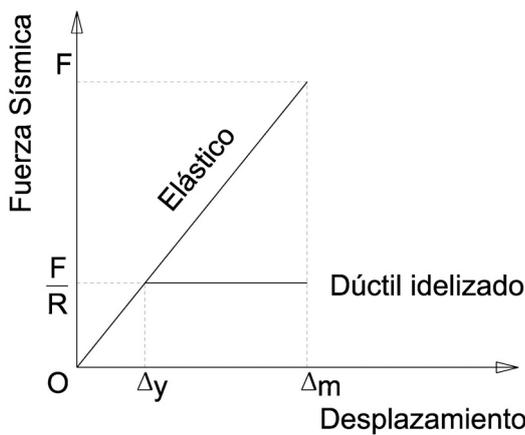


Figura 7. Criterio de Newmark-Hall de igualdad de desplazamientos para obtener el coeficiente de ductilidad

Su propuesta es válida en el caso de períodos de vibración largos, por encima del valor de 0,5 s, que es el caso del Puente de Bucaramanga. Si se acepta que la estructura tiene una ductilidad *R*, hay que asegurarse de la capacidad de desplazamiento en ciertos puntos de control elegidos a priori, lo que implica garantizar antes de que se produzca el colapso la capacidad de deformación en aquellas secciones más susceptibles de plastificar, que se convierten en rótulas plásticas. Dichas secciones se localizan en este caso en la base y en la cabeza de las pilas, dependiendo la capacidad de desplazamiento de los puntos de control de la máxima curvatura desarrollable en estas rótulas plásticas por los materiales presentes en dichas secciones: hormigón y acero de armar en este caso.

3.6. Ductilidad en desplazamientos y en curvaturas

La relación entre el desplazamiento y la ductilidad se puede determinar a partir de los desplazamientos δ representados en la Figura 8:

$$\delta_T^E = \delta_T^{EP} = \delta_E + \delta_p \quad (17)$$

Donde el significado de cada término es el siguiente:

- δ_T^E es el desplazamiento elástico total en el punto de control para un coeficiente de ductilidad su-

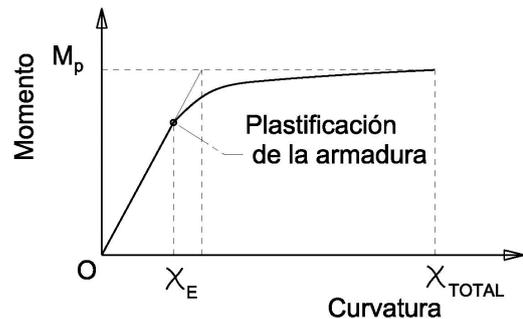
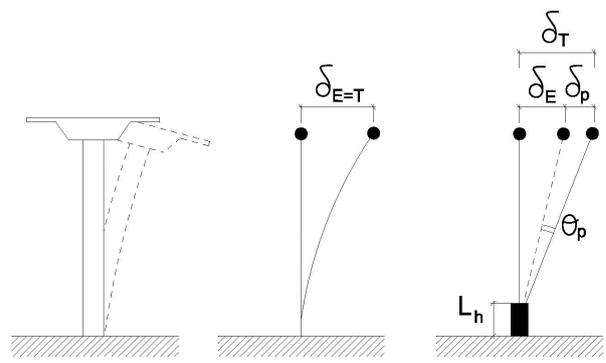


Figura 8. Ductilidad en desplazamientos en las pilas de una estructura

puesto de $R = 1$, calculable con el modelo general de cálculo elástico.

- δ_T^{EP} es el desplazamiento elastoplástico total en ese punto, con el valor supuesto a priori de *R* y obtenido mediante un cálculo estático no lineal.
- δ_E es el desplazamiento elástico alcanzado en la sección hasta rotura, con el valor supuesto a priori de *R*.
- δ_p es el desplazamiento plástico hasta rotura, con el valor supuesto a priori de *R*.

El giro total en las rótulas se puede obtener como la suma del giro elástico y del giro plástico. El método de cálculo no lineal debe controlar y asegurar que las secciones de rótulas plásticas puedan desarrollar grandes curvaturas en régimen no lineal sin agotarse, es decir, que dichas secciones posean suficiente ductilidad para alcanzar el momento de plastificación M_p representado en la Figura 8. Esto se logra considerando que esas secciones candidatas a formar rótulas están suficientemente confinadas (zunchadas) en una longitud L_h convenida, de forma que se puedan modificar en consecuencia las leyes tensión-deformación del hormigón para lograr ese objetivo de ductilidad.

3.7. Parámetros de diseño a sismo del puente atirantado de Bucaramanga

Se refiere a continuación el valor de los parámetros que definen la acción sísmica sobre el puente de Bucaramanga, de acuerdo con el Código Colombiano de Puentes CCP 200-94 [9]:

Importancia: Grupo I – Puentes esenciales.

Zonificación: región 6, por lo que el coeficiente de aceleración es $A = 0,25$.

Efectos del sitio: Coeficiente de valor 1,20 para perfil de suelo S_2 (Tabla A.3.5-1 del CCP 200-94). En puentes esenciales del grupo de importancia I, el valor del coeficiente de amplificación se asimila al coeficiente de sitio, S , para cada ordenada espectral y no debe ser menor que la unidad.

Espectro de diseño: Según el CCP 200-94 de Colombia el espectro de diseño se define como:

$$S_{am} = 1,2AS / T_m^{2/3} \leq 2,5A \quad (18)$$

Donde S_{am} es la máxima aceleración horizontal expresada como fracción de g , A el coeficiente de aceleración ($A = 0,25$) y T_m el período del modo m . En suelos S_3 y S_4 el valor de S_{am} se obtiene así:

$$\begin{aligned} \text{Si } T_m > 0,3 \text{ s} & \quad S_{am} = A(0,80 + 4,0T_m) \\ \text{Si } T_m > 0,4 \text{ s} & \quad S_{am} = 3AS / T_m^{4/3} \geq AS / 3 \end{aligned} \quad (19)$$

3.7.1. Categoría de comportamiento sísmico

De acuerdo con [9] la categoría es CCS-C, al ser $A = 0,25$ e importancia I. Según el CCP 200-94 (A.3.5) [9] si hay estudios sísmicos más detallados en la zona, estos prevalecen sobre los datos generales. En este caso, existe una microzonificación del riesgo sísmico de la región de Bucaramanga. En estudios anteriores realizados con los modos de vibración del modelo general, se concluyó que el espectro más restrictivo era el definido en CCP 200-94 [9], debido a que se obtuvieron valores

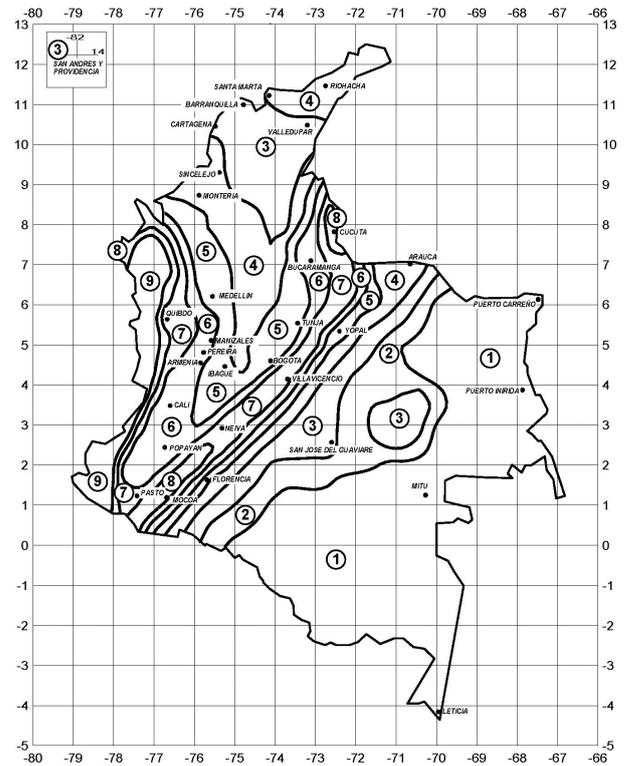


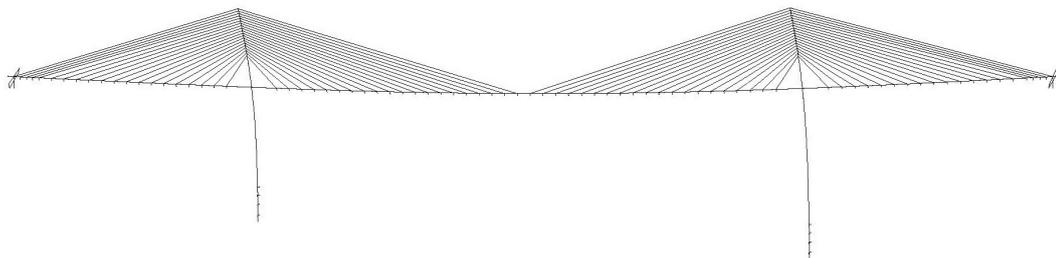
Figura 9. Zonificación sísmica de Colombia

mayores de reacciones y esfuerzos que los obtenidos al tener en cuenta la microzonificación.

3.7.2. Cálculo de los modos propios de vibración de la estructura

El método de obtención de los modos propios de vibración es el de respuesta espectral, obteniendo los modos a partir del modelo espacial, libre a movi-

Puente atirantado de Bucaramanga
 MODO 1 PERIODO 6.119 s
 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN 0,006 0,000 53,675



MODO 2 PERIODO 4.961 s
 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN -60.46 0.880 0.005

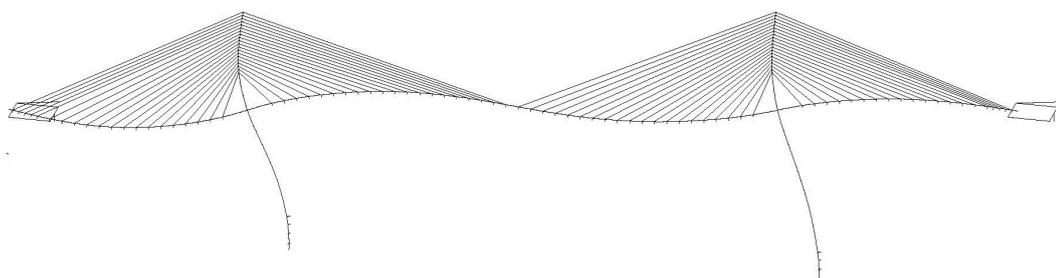


Figura 10. Modos propios de vibración de la estructura: Modo 1 transversal y Modo 2 longitudinal

Tabla 2. Autovalores de los 10 primeros modos de vibración

Número	Frecuencia [Hz]	Período [s]
1	0.1634	6,11885
2	0.2016	4,96080
3	0.2820	3,54656
4	0.3580	2,79319
5	0.4229	2,36456
6	0.5484	1,82348
7	0.6167	1,62162
8	0.6654	1,50285
9	0.7075	1,41351
10	0.7156	1,39751

miento longitudinal y fijo a movimiento transversal en ambos estribos, sin ningún tipo de bloqueo sísmico longitudinal.

3.8. Obtención de las curvas demanda-capacidad de la estructura

3.8.1. Cálculo de la demanda de desplazamiento

La curva de demanda de desplazamiento S_d se obtiene del espectro S_a de aceleraciones como:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} = \frac{0,3 \cdot T^{4/3} \cdot A \cdot S}{\pi^2} \leq \frac{0,625 \cdot T^2}{\pi^2} \cdot A \tag{20}$$

La curva de demanda obtenida para el puente de Bucaramanga, referida a un sistema con múltiples grados de libertad (MGDL) y que relaciona aceleraciones espectrales S_a con desplazamientos S_d , se representa en la Figura 11.

Para obtener la curva de demanda asociada a cada modo de vibración hay que convertir estos gráficos en diagramas de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (1 GDL). El cálculo modal permite obtener el valor de los coeficientes de participación modal Γ de cada modo:

$$\Gamma_i = \frac{\Phi_i^T \cdot \underline{M}}{\Phi_i^T \cdot \underline{M} \cdot \Phi_i} \tag{21}$$

Donde Φ_i es el modo de vibración i y \underline{M} la matriz de masas de la estructura. La curva de demanda asociada a 1 GDL para el modo i resulta de dividir S_d por Γ . En este estudio se contemplan independientemente los modos longitudinal y transversal, o sea, el sismo longitudinal (fuerzas de inercia según el eje longitudinal) y sismo transversal (sentido perpendicular a dicho eje). El cálculo sísmico multimodal elástico-lineal permite obtener el valor de los coeficientes de participación asociados a cada modo:

Modo 1 (transversal): $\Gamma_1 = 52,7982$
 Modo 2 (longitudinal): $\Gamma_2 = 58,2404$ (22)

(Véase figura 12 en página siguiente).

3.8.2. Cálculo de la capacidad de desplazamiento

Se realiza con un cálculo tipo *push-over* con modelo estático no-lineal de carga horizontal creciente y pro-

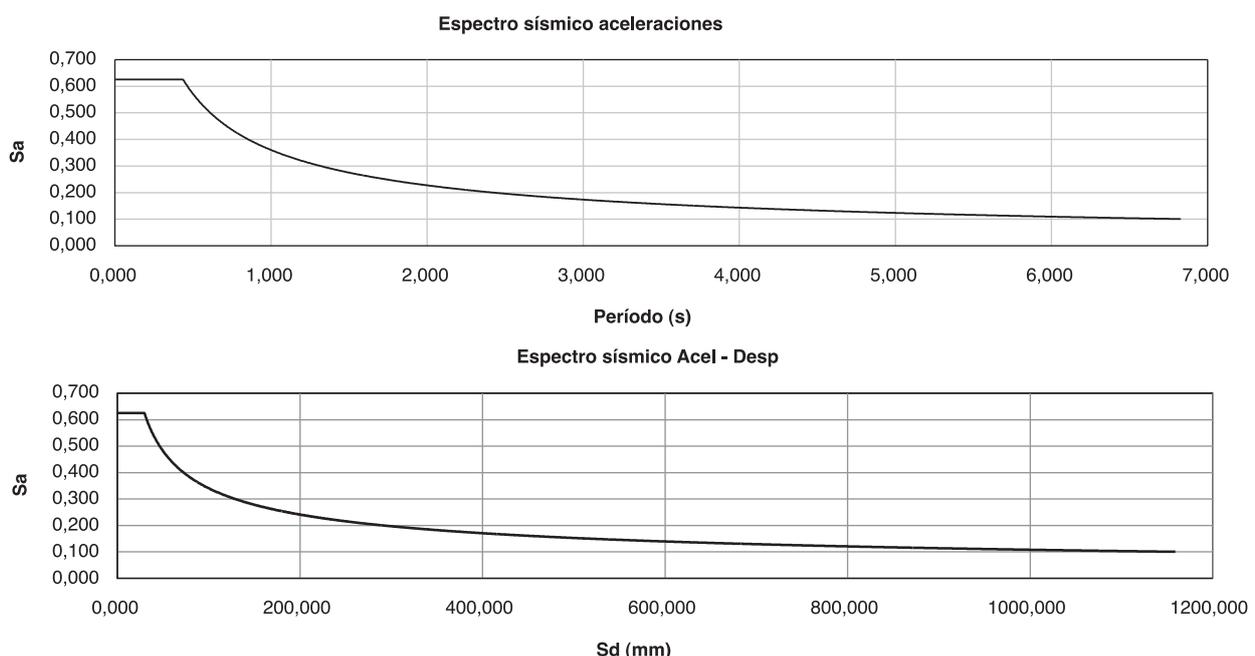


Figura 11. Espectro de aceleraciones y diagrama de demanda de desplazamiento asociado a un sistema (MGDL)

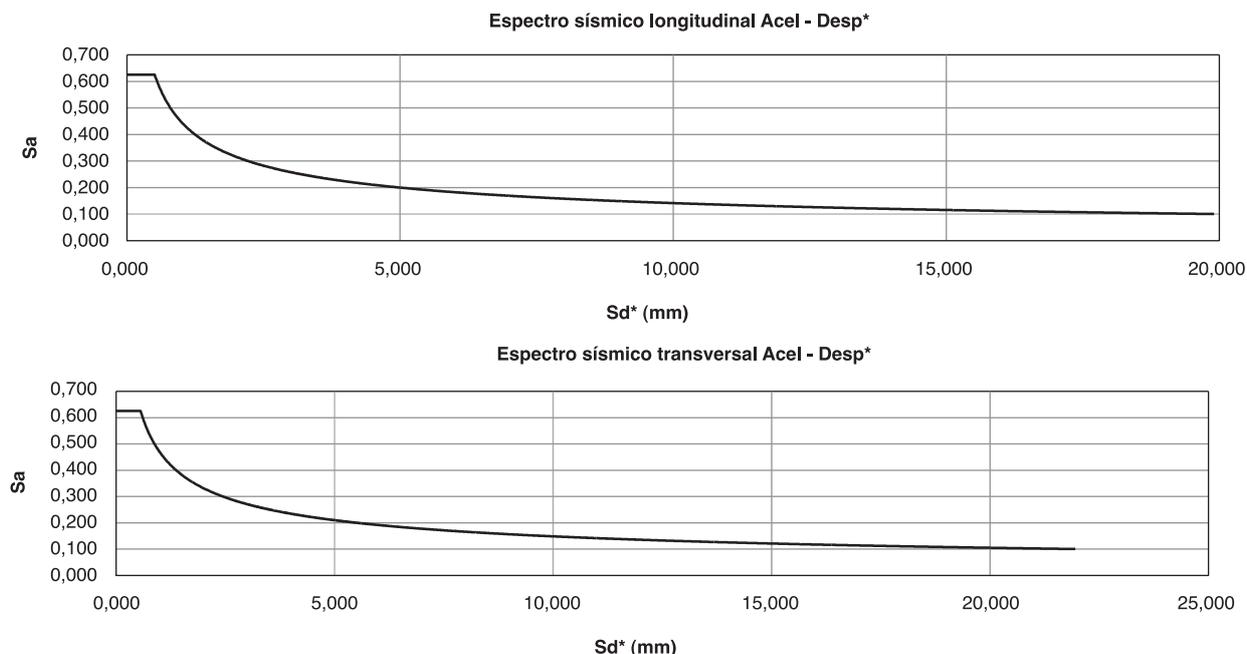


Figura 12. Diagramas de demanda asociados a un sistema equivalente de (1GDL)

porcional a las fuerzas de inercia del sismo. Se estudia independientemente el modo longitudinal y el transversal. Aunque las fuerzas de inercia pueden actuar indistintamente en sentido positivo o negativo, transversalmente basta con estudiar un sentido debido a la simetría del problema respecto a los esfuerzos generados por las cargas permanentes, de peso propio y carga muerta. Longitudinalmente no basta suponer un único sentido, ya que a las fuerzas sísmicas se suma o se resta la carga permanente, lo que obliga a estudiar las fuerzas sísmicas longitudinales en sentido positivo y negativo. El control no lineal de desplazamientos y esfuerzos se ha realizado con el programa de cálculo estático no lineal cuyo algoritmo se ha descrito en la primera parte de este trabajo. Este programa obtiene los desplazamientos considerando la pérdida de rigidez de la estructura por fisuración del hormigón, la plastificación del hormigón y del acero de armar y todo ello de forma global y simultánea en todas las pilas del puente, con lo que se tienen en cuenta automáticamente posibles redistribuciones hiperestáticas de esfuerzos entre las pilas.

El cálculo en ambas direcciones se hace considerando porcentajes monótonos crecientes del total de las fuerzas de inercia en ambos modos. Las fuerzas de inercia se obtienen del cálculo sísmico multimodal elástico. Al aplicar progresivamente las fuerzas en el modelo no-lineal, se comprueban los desplazamientos en los puntos de control, terminando el proceso al alcanzar la convergencia o colapsar alguna sección. A continuación se construye la curva de capacidad, que relaciona el porcentaje de carga aplicado en cada paso y el desplazamiento del punto de control, comparándola con la curva de demanda y obteniendo así el diagrama de capacidad de la estructura. El valor del desplazamiento se obtiene con un cálculo no lineal

en un sistema real de MGD. Hay que proceder ahora, por tanto, igual que con la curva de demanda, convirtiendo los resultados de capacidad obtenidos de forma que relacionen aceleración y desplazamiento en un sistema equivalente de 1 GDL. Para transformar los resultados del sistema de MGD al sistema de 1 GDL hay que dividir el desplazamiento obtenido por el coeficiente de participación modal Γ_i . Además hay que pasar de fuerza a aceleración, sabiendo que los modos se normalizan respecto a la masa, con lo que se divide la fuerza del diagrama de capacidad por Γ_i , y luego esa fuerza por la masa efectiva $m^* = \Phi_i^T \cdot \underline{M} = \Gamma_i \cdot g$ del modo principal correspondiente, bien longitudinal o transversal.

Para representar en el diagrama de capacidad los porcentajes crecientes de las fuerzas de inercia modales, hay que convertirlos en fuerza equivalente del sistema de 1 GDL. En cada paso cada porcentaje equivale a una fuerza horizontal igual al producto de la aceleración espectral C_{acel} asociada al modo por su masa movilizada:

$$m_{movilizada,i} = \frac{(\Phi_i^T \cdot \underline{M})^2}{\Phi_i^T \cdot \underline{M} \cdot \Phi_i} \quad (23)$$

$$F_b = \% F_{inercia} \cdot m_{movilizada,i} \cdot C_{acel,i}$$

La fuerza y el desplazamiento del sistema equivalente de 1GDL se obtiene como:

$$F^* = F_b / \Gamma_i \quad d^* = d_n / \Gamma_i \quad (24)$$

F_b y d_n representan la fuerza aplicada y el desplazamiento del punto de control en un sistema de MGD.

Tabla 3. Masa total, masa movilizada y coeficientes sísmicos relativos al modo longitudinal

Masa M (kg)	Masa movilizada (kg)	Masa movilizada (%)	Γ	C_{acel}	$m^* = \Gamma \cdot g$	T (s)
$37349 \cdot 10^3$	$33275 \cdot 10^3$	89,1	58,2404	0,1064	571,3	4,9608

Ahora sólo hay que transformar la fuerza F^* en aceleración asociada a 1 GDL:

$$a^* = F^* / m^* \quad (25)$$

Al representar la aceleración aplicada a^* y el desplazamiento d^* del sistema de 1 GDL se obtiene el diagrama de capacidad en el punto de control en la dirección del sismo correspondiente.

El siguiente paso es obtener el desplazamiento de los puntos de control de la estructura en el modelo elástico para el 100% del sismo correspondiente, bien sea longitudinal o transversal. Si en cada punto de control, los desplazamientos finales obtenidos en el proceso iterativo no-lineal de *push-over* son mayores que el desplazamiento elástico se confirma la compatibilidad en desplazamientos del sistema y la respuesta de la estructura es suficientemente dúctil.

El paso final es obtener la ductilidad real R de la estructura, representando conjuntamente el diagrama de capacidad, el diagrama de demanda (para $R=1$) y la ley lineal de desplazamiento elástico en el punto control. El coeficiente de ductilidad R es el valor por el que es preciso dividir el diagrama de demanda para que éste pase exactamente por el punto de funcionamiento del sistema. Este punto corresponde en el diagrama de capacidad a la abscisa S_d^* del gráfico, igual al valor del desplazamiento elástico. En definitiva el método de cálculo descrito consigue dos objetivos: comprobar la compatibilidad de desplazamientos del sistema y obtener la ductilidad R real del sistema. A continuación se incluye sólo el cálculo de la capacidad de desplazamiento en la dirección longitudinal del sismo, que resultó ser más desfavorable que la dirección transversal.

3.9. Cálculo de la capacidad de desplazamiento en la dirección longitudinal del sismo

3.9.1. Obtención de las fuerzas de inercia

Las fuerzas equivalentes de inercia se pueden obtener fijando los nudos libres del modelo en las dos direcciones horizontales X , Z e imponiendo los desplazamientos de la hipótesis de cálculo correspondiente al modo fundamental de vibración longitudinal.

Las reacciones obtenidas en los apoyos ahora bloqueados, correspondientes a los nudos previamente libres, son las fuerzas de inercia que aparecen durante el sismo longitudinal. Del cálculo multimodal elástico-lineal, se obtiene como modo fundamental de vi-

bración en sentido longitudinal el correspondiente al modo 2, con los coeficientes que se listan en la Tabla 3. Los desplazamientos reales en los nudos se obtienen multiplicando los valores obtenidos por el coeficiente de participación modal del modo. Obtenidos estos desplazamientos, se bloquean los nudos y se introducen los movimientos como desplazamientos impuestos en cada apoyo.

3.9.2. Cálculo incremental o *push-over*

Para realizar el proceso de cálculo incremental o *push-over* en el modelo estático no-lineal para el caso de sismo longitudinal, se introducen en los nudos del modelo porcentajes incrementales de las fuerzas de inercia sísmicas obtenidas en el paso anterior hasta formar rótulas plásticas en las secciones susceptibles de plastificar primero. Por criterios de facilidad de acceso y reparación de las mismas, estas secciones se localizan a priori en la base y en la parte superior de cada pila. Para asegurar que estas rótulas desarrollan grandes curvaturas en régimen plástico, antes del agotamiento, se introduce confinamiento en las mismas. En cada paso se obtiene la convergencia global del sistema estructural para un estado de esfuerzos y desplazamientos, tal y como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. Sismo longitudinal positivo y negativo en Pila 2 (d_2) y en Pila 3 (d_3)

% SISMO	F_B [kN]	(d_2 +) [mm]	d_3 (+) [mm]	d_2 (-) [mm]	d_3 (-) [mm]
0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
50,0	17702,3	373,0	328,0	321,0	372,0
57,0	20180,6	441,0	397,0	391,0	442,0
67,0	23721,1	536,0	491,0	486,0	539,0
71,0	25137,3	581,0	536,0	532,0	585,0
80,0	28323,7	665,0	621,0	616,0	670,0
83,0	29385,8	699,0	655,0	649,0	701,0
87,0	30802,0	736,0	692,0	684,0	738,0
91,0	32218,2	780,0	737,0	—	—

El proceso finaliza si no se alcanza la convergencia en alguna sección, la cual colapsa y hace globalmente inestable al conjunto de la estructura. Al representar los resultados anteriores, se obtiene el diagrama de capacidad de la estructura. En la Figura 13 se muestra la

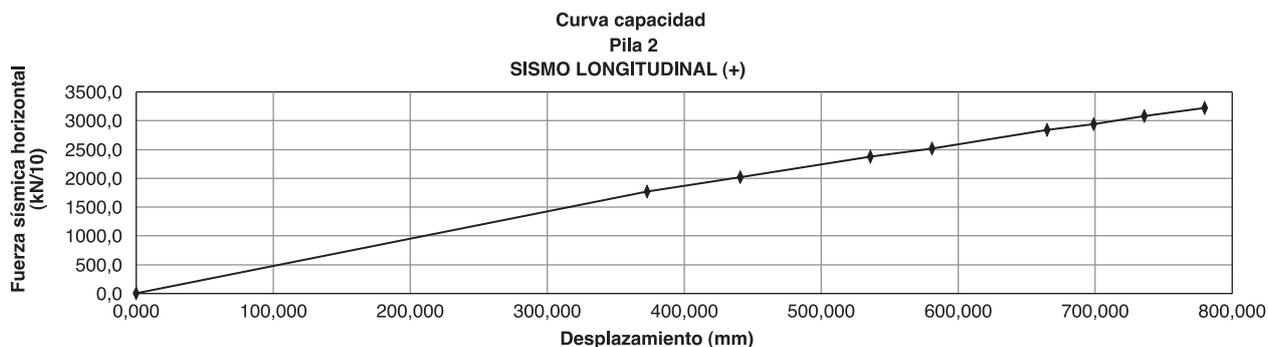


Figura 13. Curva de fuerza incremental-desplazamiento en pila 2 para sismo longitudinal positivo

curva que relaciona el porcentaje de fuerza (ver también Tabla 4) aplicada en el modelo con el desplazamiento en el punto de control: el nudo extremo en este caso de la pila 2 en su unión con el tablero.

A continuación se transforma esta curva en una curva de capacidad que relaciona aceleración y desplazamiento en un sistema equivalente de 1 GDL, es decir, el diagrama de capacidad en cada punto de control en la dirección del sismo correspondiente. Al realizar la transformación a espectro de aceleraciones de 1 GDL, se obtiene la Tabla 5.

El paso siguiente es obtener el desplazamiento de los puntos de control de la estructura en el modelo elástico-lineal para el 100% del sismo correspondiente, cuyos valores para cada pila son:

SISMO LONGITUDINAL POSITIVO:
Pila 2: $d = 678 \text{ mm}$ *Pila 3:* $d = 635 \text{ mm}$

SISMO LONGITUDINAL NEGATIVO:
Pila 2: $d = 633 \text{ mm}$ *Pila 3:* $d = 687 \text{ mm}$

En la Figura 14 se representan conjuntamente los diagramas de demanda y capacidad y la ley de desplazamientos lineales en su punto de control según el sismo longitudinal positivo. Se ve que en todos los casos el desplazamiento final obtenido en el proceso

Tabla 5. Sismo longitudinal positivo y negativo en Pila 2 (d_2^*) y en Pila 3 (d_3^*)

a^* [g]	d_2^* (+) [mm]	d_3^* (+) [mm]	d_2^* (-) [mm]	d_3^* (-) [mm]
0,00000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05219	6,404	5,632	5,512	6,387
0,05950	7,572	6,817	6,714	7,589
0,06993	9,203	8,431	8,345	9,255
0,07411	9,976	9,203	9,135	10,045
0,08350	11,418	10,663	10,577	11,504
0,08663	12,002	11,246	11,143	12,036
0,09081	12,637	11,882	11,744	12,672
0,09498	13,393	—	12,654	—

iterativo no-lineal de *push-over* es mayor que el desplazamiento elástico.

Para asegurar que la estructura tiene capacidad para desarrollar una ductilidad R dada, hay que garantizar la capacidad en desplazamiento de la estructura. Por tanto, debe cumplirse que el desplazamiento sísmico en el punto de control en régimen no lineal es compatible con el que se produce en el mismo punto

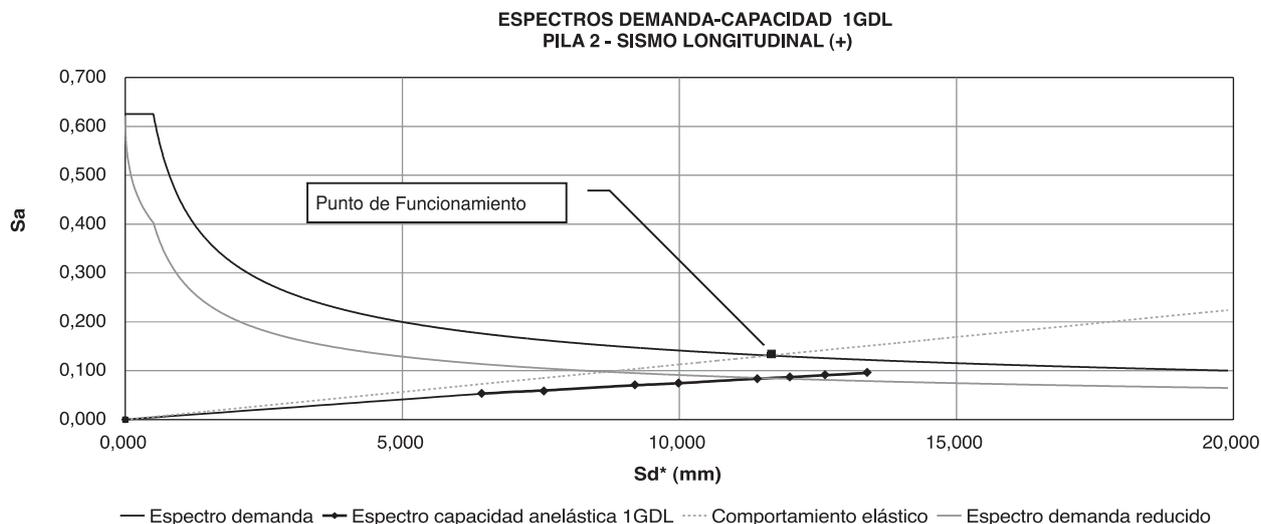


Figura 14. Curvas de capacidad y demanda en la pila 2 para sismo longitudinal positivo.

de control debido a las acciones sísmicas consideradas con $R = 1$, obtenido del cálculo lineal teórico.

Conseguida esta compatibilidad, se asegura que el coeficiente R considerado es válido. Por tanto, las secciones, inicialmente dimensionadas para el R supuesto, son capaces de desarrollar una deformación suficiente que asegura la formación de rótulas plásticas antes del colapso de la estructura, es decir, son lo bastante dúctiles como para soportar la carga del sismo longitudinal.

En las curvas se ve que el valor del R buscado es igual al valor por el que es preciso dividir la curva de demanda para que ésta pase exactamente por el punto de funcionamiento del sistema. Este punto corresponde en el diagrama de capacidad a la abscisa S_d^* del gráfico correspondiente al valor del desplazamiento elástico, resultando para la pila 2 un valor de la ductilidad de $R = 1,55$.

4. CONCLUSIONES

La aplicación de una técnica de cálculo estático no lineal ha permitido estimar las curvas de capacidad de la estructura del puente atirantado de Bucaramanga. El cálculo lineal modal espectral, tomando como referencia el pseudoespectro de aceleraciones propuesto por la Norma Colombiana, ha permitido identificar los parámetros dinámicos de los modos principales de vibración en flexión longitudinal y transversal y construir las curvas de capacidad de la estructura referidas al sistema equivalente de 1GDL para el modo propio analizado.

La intersección de las curvas de capacidad y de demanda, junto con la comparación con la curva carga sísmica-desplazamiento en un sistema elástico lineal, permite obtener el punto de funcionamiento del sistema y por añadidura cuál es el coeficiente de ductilidad de la estructura. Este coeficiente de ductilidad, que en muchas normativas se recomienda tomar como $R = 2,00$ ha resultado ser para el caso del modo más desfavorable (modo longitudinal de flexión en este caso particular) sensiblemente inferior e igual a $R = 1,55$.

La aplicación de estas técnicas de cálculo estático no lineal para la obtención de las capacidades de la estructura, junto con la técnica de cálculo lineal espectral modal, permiten obtener una aproximación del valor del coeficiente de ductilidad R de la estructura y realizar un dimensionamiento adecuado a sismo de la estructura. Por otro lado, constituye una herramienta esencial como paso previo a la aplicación de un procedimiento de cálculo no lineal de tipo más general paso a paso en el tiempo, denominado "time-history", muy costoso en tiempo de cálculo y en interpretación de resultados. Este tipo de procedimientos no resultan en general útiles para proceder a

dimensionar una estructura y sólo son adecuados para comprobar una estructura ya previamente dimensionada.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al editor de la revista y a los revisores anónimos independientes las valiosas observaciones recibidas para redactar la versión final del presente trabajo.

Este artículo es el resumen de los resultados obtenidos en un trabajo realizado por el equipo de ingenieros de CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. que firman el artículo, cuyo arranque en origen es un trabajo de investigación y desarrollo realizado por el autor principal que culminó en la herramienta que permite realizar el cálculo no lineal global y simultáneo de pilas de puente en general y, en particular, el cálculo de las curvas de capacidad de la estructura del Puente de Bucaramanga. El autor principal quiere agradecer aquí la inestimable contribución de **Guillermo Ayuso Calle**, responsable de la puesta a punto del procedimiento de cálculo dinámico para la determinación de las curvas de demanda y de la adaptación de las curvas de capacidad, para obtener los gráficos referidos al sistema equivalente de 1GDL. Así mismo, ha sido muy importante la colaboración de **Antonio Cano Fernández-Carrión** y **Raúl González Aguilar**, que con sus constantes aportaciones han permitido comprobar las diferentes rutinas de cálculo y fases del cálculo, ordenando todo el proceso y llevando a buen puerto el estudio realizado. También señalar la colaboración de **Leonard Sopík**, ingeniero de la República Checa, que ha trabajado durante 1 año como becario en CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. y entre otras aportaciones ha desarrollado el algoritmo de modelización automática de las secciones transversales de las pilas.

Finalmente, los cuatro autores agradecen al director del proyecto Dr. Ing. Leonardo Fernández Troyano el constante apoyo y los comentarios y sugerencias realizados.

REFERENCIAS

- [1] FAESSEL, P.; MORISSET, A.; FOURE, B. "Le flambement des poteaux en béton armé". *Annales de l'I.T.B.T.P., Théories et Méthodes de Calcul*, n° 305, 1973, p. 1-19.
- [2] MORISSET, A. "Stabilité des piles et des pylones". *Annales de l'I.T.B.T.P., Théories et Méthodes de Calcul*, 1976, p. 50-64.
- [3] SARGIN, M. *Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*. Waterloo, Ontario: University of Waterloo, 1971. (Solid Mechanics Division. Study No. 4).

[4] BPEL. *Les règles Béton Précontraint aux États Limites* (1991), revisées (1999).

[5] FIB. *Model Code 2010. First complete draft*. Vol. 1. Draft model code. 318 p. Lausanne: Federal Institute of Technology Lausanne, 2010. (Fib Bulletin n° 55). ISBN 978-2-88394-095-6.

[6] FIB. *Model Code 2010. First complete draft*. Vol. 2. Draft model code. 312 p. Lausanne: Federal Institute of Technology Lausanne, 2010. (Fib Bulletin n° 56). ISBN 978-2-88394-096-3.

[7] NEWMARK, N.M.; HALL, W.J. "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities". *Building Practices for Disaster Mitigation*. Washington: National Bureau of Standards, Department of Commerce, 1973. (Report n° 46).

[8] HUTCHINSON, T.C.; CHAI, Y.-H.; BOULANGER R.W.; IDRIS I.M. "Inelastic seismic response of extended pile shaft supported bridge structures". *Earthquake Spectra*, Journal of the Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 2004, vol. 20, n° 4, p. 1057-1080.

[9] LÓPEZ, O.A.; DEL RE RUIZ, G. "Evaluación de los métodos de análisis estático no lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado". *Boletín Técnico IMME*, 2008, vol.46, n° 3, p. 1-28. ISSN 0376-723X.

[10] CCP 200-94. *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP 200 y CCP 200-94*.

NOTACIÓN EMPLEADA

A : Área del elemento de hormigón (rectángulo elemental) o de acero (redondo de armar).

A_c : Área del rectángulo elemental de hormigón.

S_s : Área del redondo de acero de posición (x, y) .

a^* : Aceleración asociada a un sistema de 1GDL, $a^* = F^* l m^*$.

b_o : Anchura del núcleo de la sección que está zunchado por la armadura transversal de confinamiento.

B : Canto del rectángulo de hormigón.

C_{acel} : Aceleración espectral asociada al modo.

d : Desplazamiento de un punto de control de la estructura, obtenido en un sistema elástico y lineal para el 100% de la carga sísmica equivalente a las fuerzas de inercia en el modo principal considerado.

d^* : Desplazamiento del punto de control asociado a un sistema de 1GDL, obtenido del desplazamiento del punto de control en un sistema MGD, d_n dividido por el coeficiente de participación modal, $d^* = d_n / \Gamma_i$.

d_n : Desplazamiento del punto de control en un sistema MGD.

d_2, d_3 : Desplazamiento en el punto de control en pila 2 y pila 3 para sismo longitudinal positivo (+) y negativo (-) en un sistema de MGD.

d_2^*, d_3^* : Desplazamiento en el punto de control en pila 2 y pila 3 para sismo longitudinal positivo (+) y negativo (-) en un sistema de 1GDL.

E_{ij} : Módulo tangente para un punto del diagrama de tensión-deformación del hormigón para tensiones en el hormigón superiores al valor $\sigma_c \geq 0,5 \sigma_{co} = 0,5 f_{ij}$.

E_s : Módulo elástico del acero.

F : Fuerza horizontal de origen sísmico.

F_b : Fuerza global aplicada a un sistema MGD.

F^* : Fuerza global asociada a un sistema 1GDL, obtenida de la fuerza asociada a MGD dividida por el coeficiente de participación modal, $F^* = F_b / \Gamma_i$.

F_x, F_y : Cortantes según ejes locales x, y de una sección transversal de la pila.

f : Ley constitutiva f , elástica no lineal del hormigón, que permite obtener la tensión σ_c conocida la deformación ε_c .

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$f_{ck,c}$: Resistencia característica del hormigón confinado, que es mayor que el valor f_{ck} y que depende de los valores σ_2 y f_{ck} .

f_{cj} : Resistencia característica del hormigón a j días. En general $f_{cj} = f_{c28}$.

f_{c28} : Resistencia característica del hormigón a 28 días.

f_y : Límite elástico del acero del acero.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

f_t : Límite de rotura del acero del acero.

g : Ley constitutiva g , elástica lineal con escalón de plastificación horizontal o con endurecimiento, en tracción y compresión, para el acero de armar, que permite obtener la tensión σ_c conocida la deformación ε_s .

g : Aceleración de la gravedad en unidades internacionales ($g = 9,81m/s^2$).

I_x, I_y : Errores de verticalidad en la ejecución de una pila que definen una deformada inicial, expresada como giro alrededor de los ejes locales x , de la sección.

K : Pendiente de la rama de endurecimiento de la ley tensión-deformación del acero, $K = f_t / f_y$.

k : Parámetro adimensional que relaciona una tensión de referencia en el hormigón calculada como $\sigma_c = E_{ij} \varepsilon_{c0}$ con la tensión de pico $\sigma_{c0} = f_{cj}$.

k' : Parámetro que controla la ductilidad (fragilidad) del hormigón y que depende de k y de f_{cj} .

L_0 : Altura de una pila.

\underline{M} : Matriz de masas de la estructura.

M_d : Momento sísmico de diseño (demanda).

M_u : Momento de agotamiento de la sección (capacidad).

M_x, M_y : Momentos según los ejes locales x, y .

MGDL: Sistema dinámico de Múltiples Grados de Libertad.

1GDL: Sistema dinámico de 1 Grado de Libertad.

m^* : Masa efectiva en el modo i , que es un modo principal de vibración longitudinal o transversal de la estructura.

$m_{movilizada, i}$: Masa movilizada en el modo propio de vibración i .

n : Número de barras longitudinales eficazmente zunchadas por la armadura transversal.

N : Esfuerzo axial vertical sobre la pila.

Q : Fuerza sísmica total aplicada a la estructura, con origen en las fuerzas de inercia.

R : Coeficiente de ductilidad, que se define como el coeficiente de reducción de los esfuerzos resultantes del cálculo dinámico modal espectral elástico.

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

S_d^* : Desplazamiento espectral en el sistema de 1GDL.

s : Separación de las barras transversales que garantizan el zunchado de las barras longitudinales en la sección transversal correspondiente.

T : Periodo del modo fundamental.

XP, YP : Sistema de referencia de ejes locales de pila.

XL, YL, ZL : Sistema de referencia de ejes local de barra.

XG, YG, ZG : Sistema de referencia de ejes globales de estructura.

$(X_1, Y_1), (X_2, Y_2)$: Coordenadas del punto medio de dos lados paralelos del rectángulo de hormigón.

(x, y) : Posición del redondo de acero de armar respecto a los ejes locales de una sección transversal.

x, y : Ejes locales de una sección transversal de la pila.

α : Coeficiente de reducción por confinamiento se define como $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$.

α_n : Parámetro que mide la eficacia de la armadura transversal

α_s : Parámetro que mide la influencia de la separación longitudinal entre cercos.

β : Ángulo que relaciona la posición de los ejes principales de inercia de la sección con los ejes locales de la barra en donde se encuentra esa sección.

Δ_m : Admite dos significados; desplazamiento del punto de control con la hipótesis de comportamiento dinámico elástico, o bien, desplazamiento total alcanzado por la estructura hasta el momento de colapso bajo la acción sísmica, con la hipótesis de comportamiento elastoplástico perfecto de la curva fuerza-desplazamiento del punto de control.

Δ_y : Desplazamiento del punto de control cuando se alcanza el límite elástico y comienza el escalón de plasticidad horizontal en la curva fuerza-desplazamiento del punto de control durante la acción sísmica.

δ_T^E : Desplazamiento elástico total en el punto de control para un coeficiente de ductilidad supuesto de $R = 1$, calculable con el modelo general de cálculo elástico.

δ_T^{EP} : Desplazamiento elastoplástico total en ese punto, con el valor supuesto a priori de R y obtenido mediante un cálculo estático no lineal.

δ_E : Desplazamiento elástico alcanzado en la sección hasta rotura, con el valor supuesto a priori de R .

δ_p : Desplazamiento plástico hasta rotura, con el valor supuesto a priori de R .

ε_c : Deformación del hormigón.

ε_{c0} : Deformación correspondiente a la tensión de pico en la ley tensión-deformación de Sargin.

ε_{co}^{conf} : Deformación de plastificación cuando el hormigón está adecuadamente zunchado (confinado).

ε_{cu} : Deformación de rotura o última del hormigón en la ley tensión-deformación de Sargin.

ε_{cu}^{conf} : Deformación última de rotura cuando el hormigón está adecuadamente zunchado (confinado).

ε_N : Deformación debida al axil N .

ε_s : Deformación del acero de armar.

ε_{se} : Deformación correspondiente al límite elástico del acero.

ε_{ud} : Deformación de rotura del acero.

ε_{uk} : Deformación de rotura del acero en el caso de escalón de plastificación horizontal, es decir, cuando el acero se considera con comportamiento elastoplástico perfecto. Normalmente se considera $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} = 10\% = 0,010$ y $K = 1$.

ε_z : Deformación plana (Ley de Navier) según el eje de la pila, perpendicular a los ejes x, y locales de una sección transversal de la pila, resultante de las deformaciones e_N, ω_x, ω_y .

Φ : Modo de vibración de la estructura.

Γ_i : Coeficiente de participación modal del modo.

σ_c : Tensión en el hormigón.

σ_{c0} : Tensión de pico en la ley tensión-deformación de Sargin.

σ_s : Tensión en el acero.

σ_{se} : Tensión correspondiente al límite elástico del acero.

σ_{su} : Tensión correspondiente a la deformación última de rotura ε_{ud} .

σ_2 : Tensión lateral efectiva de compresión en ELU, función de los parámetros (α, ω_{wd}) .

γ_s : Coeficiente de seguridad del acero en rotura.

ω : Frecuencia circular correspondiente al período T .

ω_x, ω_y : Curvaturas debidas a los momentos M_x, M_y .

ω_{wd} : Cuantía volumétrica de armadura transversal que es la que garantiza el zunchado, es decir, el confinamiento del hormigón para que éste pueda desarrollar la ley de comportamiento $\sigma - \varepsilon$ correspondiente a los valores de deformación confinada $\varepsilon_{co}^{conf}, \varepsilon_{cu}^{conf}$.

Dimensionado sísmico de edificios porticados de hormigón armado mediante factores de amplificación con base en energía

Seismic design of reinforced concrete framed buildings using energy-based amplification factors

Juan Carlos Vielma Pérez⁽¹⁾, Alex H. Barbat⁽²⁾ y Sergio Oller⁽²⁾

Recibido | Received: 09-05-2011
Aceptado | Accepted: 05-07-2011

Resumen

En el análisis estructural actual se aplican procedimientos con base en el comportamiento elástico, obteniéndose las acciones sísmicas mediante la aplicación de unos factores de comportamiento, que permiten considerar la incursión de las estructuras dentro del rango inelástico durante la acción de terremotos fuertes. Los desplazamientos resultantes de este análisis deben ser amplificados para obtener los desplazamientos inelásticos, lo que se lleva a cabo mediante factores de amplificación dependientes del factor de comportamiento usado en el análisis. Con los desplazamientos inelásticos es posible calcular las derivas de planta, que son útiles en el control del dimensionado sísmico de la estructura. En este trabajo se propone un procedimiento de dimensionado sísmico, formulado con factores de amplificación determinados a partir del balance de energía. El procedimiento se ha validado en un conjunto de edificios regulares de hormigón armado, proyectados según el EC-8 para un nivel alto de amenaza sísmica. Los edificios han sido sometidos al análisis dinámico no lineal utilizando acelerogramas sintéticos. Las derivas de planta resultantes del análisis no lineal han permitido verificar la respuesta de los edificios aplicando tres Estados Límite. Los resultados muestran un comportamiento satisfactorio de todos los casos estudiados.

Palabras clave: dimensionado sísmico, análisis dinámico no lineal, deriva global, deriva de plantas, Estados Límite.

Abstract*

In current structural analysis elastic-based procedures are applied, computing the seismic forces by applying behavior factors which allow to take into account the inelastic characteristics of the structural response when they are subject to strong motions. This kind of analysis brings a set of elastic displacements that need to be amplified in order to compute the inelastic ones. The common procedure is done by using behavior factor-based amplification factors. These inelastic displacements lead to obtain the inter-storey drifts which are useful in order to evaluating the seismic sizing procedure. In this work a new sizing procedure is formulated, it is based on amplification factors obtained from energy balance procedures. The sizing procedure has been validated by means of a set of regular reinforced-concrete buildings designed according to EC-8, for a high seismic hazard level. These buildings have been studied by applying non linear dynamic analysis using synthetic accelerograms. Inter-storey drifts obtained from non linear analysis have been used in the assessment of the buildings' response through three Limit States. Results shown that all the cases studied satisfy the Limit States.

Keywords: seismic sizing, non linear dynamic analysis, global drift, inter-storey drift, Limit States.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 110 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (Barquisimeto, Venezuela).
(2) Dr. Ingeniero. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).

Persona de contacto / Corresponding author: jcvielma@cimne.upc.edu

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto sismorresistente actual se sigue realizando mediante la aplicación del análisis elástico, con la determinación de fuerzas sísmicas equivalentes calculadas a partir de espectros inelásticos de proyecto. Estos últimos se calculan a partir de formas espectrales elásticas que corresponden a la respuesta idealizada de los suelos al ser sometidos a acciones dinámicas. La transformación de los espectros elásticos en inelásticos se consigue usando unos factores de reducción, definidos en el Eurocódigo-8 [1] como factores de comportamiento q . La formulación de los factores de comportamiento se ha fundamentado en la ductilidad y la capacidad de disipar energía de las estructuras, pero su valoración siempre ha obedecido al criterio ingenieril.

Las normativas de proyecto sismorresistente contemplan, a grandes rasgos, dos etapas en las que se verifica el dimensionado de las estructuras que se proyectan. En una primera etapa, se realiza una verificación de la capacidad de los elementos primarios que constituyen la estructura (vigas y pilares), que debe ser mayor que la demanda impuesta por las cargas de gravedad y sísmicas debidamente ponderadas. En una segunda etapa, se verifica que los desplazamientos de la estructura no superen unos límites determinados. Estos desplazamientos deben obedecer a la acción sísmica impuesta, por tanto se determinan como la amplificación de los desplazamientos obtenidos mediante el análisis elástico, utilizando unos factores de amplificación que suelen depender del factor de comportamiento adoptado en el proyecto.

El problema surge cuando se aplican estos factores de amplificación, ya que cada normativa aplica factores que, como se verá más adelante, presentan una gran variabilidad, lo que hace dudar de la transparencia de su aplicación en el proyecto sismorresistente, ya que los mismos acaban siendo determinantes a

la hora de adoptar las secciones definitivas, sobre todo en el caso de estructuras emplazadas en zonas de alta peligrosidad sísmica. En este trabajo se realiza una revisión de los factores de amplificación aplicados en las principales normativas de proyecto sismorresistente, planteándose una nueva forma de determinar estos a partir de los resultados del análisis no lineal pseudoestático. Los factores se presentan en expresiones sencillas que dependen de la ductilidad, la reserva de resistencia de la estructura y que se aplican dependiendo del período fundamental de la misma. Con la finalidad de validar los factores propuestos, se ha seleccionado un grupo de edificios porticados de hormigón armado con diferentes alturas, en cuyo proyecto se han aplicado los factores propuestos en este trabajo, adoptando un factor adimensional con base en la densidad de pilares de las plantas para seleccionar el dimensionado óptimo. Finalmente, los edificios se evalúan aplicando el análisis dinámico no lineal, usando un grupo de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto. Del análisis dinámico no lineal se calculan los valores de la deriva global y las derivas de planta que permiten evaluar el comportamiento sísmico mediante tres Estados Límite, asociados con las intensidades de los acelerogramas.

2. FORMULACIÓN DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Los factores de amplificación de desplazamientos usualmente aplicados en las normas sismorresistentes tienen la siguiente forma:

$$C_{\mu} = \beta \cdot q \quad (1)$$

siendo β , un coeficiente adimensional normativo y q el factor de comportamiento adoptado en la fase de proyecto.

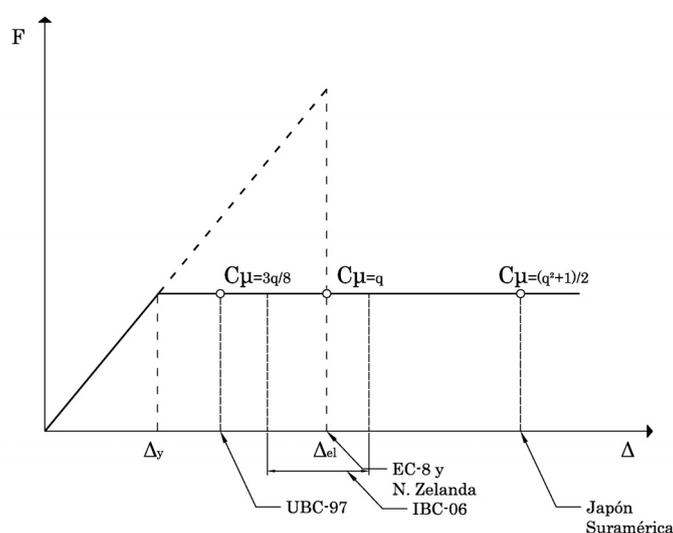


Figura 1. Factores de amplificación de desplazamientos según diferentes normas. Fuente: Priestley et al. (2007)

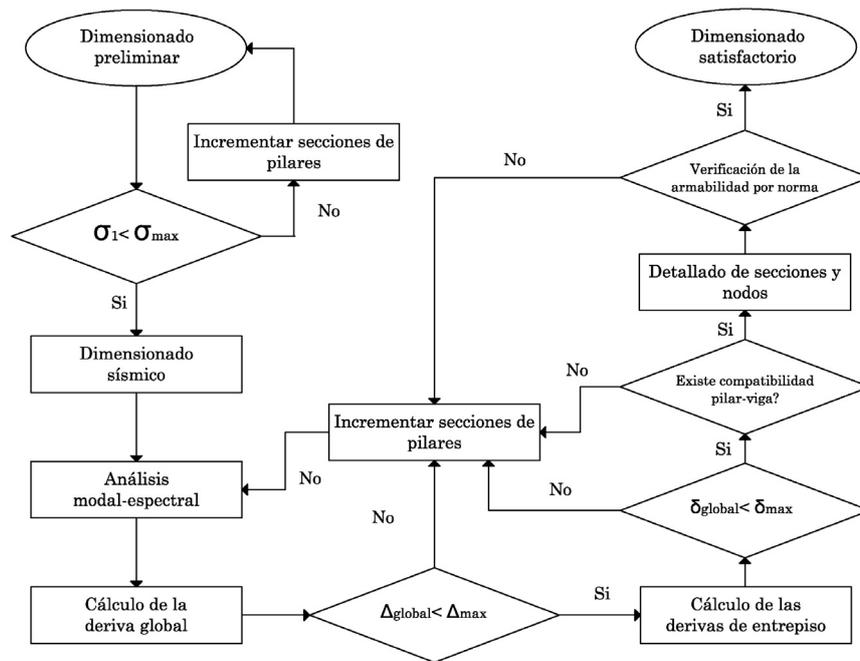


Figura 2. Flujograma del procedimiento de dimensionado sísmico

Los factores de amplificación de desplazamientos se usan para transformar los desplazamientos horizontales obtenidos del análisis elástico, aplicando fuerzas sísmicas equivalentes o mediante el análisis dinámico espectral, en desplazamientos horizontales inelásticos. A partir de los desplazamientos horizontales es posible calcular las derivas de plantas, que representan un coeficiente obtenido de los desplazamientos relativos de plantas consecutivas entre la altura entre dichas plantas. Las derivas de plantas se comparan con valores normativos, permitiendo aceptar o rechazar el dimensionado, dependiendo si se excede algún valor límite. Este procedimiento persigue limitar las derivas de entrepiso, para de esta manera limitar el daño que se puede llegar a producir en la estructura, especialmente el daño que suele concentrarse en los pilares. Los valores límite impuestos a las derivas son muy variables en las diferentes normas de proyecto sismorresistente y a excepción del EC-8, no se aclara a qué Estado Límite específico corresponden los umbrales prescritos. En la Figura 1, se pueden observar los valores prescritos en diferentes normas [2] apreciándose el desplazamiento de plastificación de proyecto Δ_y y el desplazamiento elástico amplificado Δ_{el} .

Puede apreciarse en la Figura 1, que los valores de los factores de amplificación son bastante diferentes. Esto lleva a pensar que algunas normas son más exigentes que otras desde el punto de vista de los desplazamientos. En este trabajo se expone un procedimiento de dimensionado sísmico con base en desplazamientos, que es aplicado a un grupo de edificios de hormigón armado y que luego es validado mediante análisis no lineal.

El procedimiento de dimensionado sísmico se resume en la Figura 2. Es de hacer notar que la novedad

introducida con la finalidad de hacer más rápida la convergencia del procedimiento, es la de los factores de amplificación de desplazamientos aplicados. En primer lugar, el procedimiento de dimensionado preliminar se inicia con la selección de unas secciones típicas de pilares y vigas, procurando satisfacer el precepto de proyecto conceptual de viga débil-columna fuerte.

En la Figura 3 se muestra una curva de capacidad típica de la respuesta no lineal de un edificio. Puede apreciarse que la curva de capacidad se obtiene del análisis no lineal pseudoestático, que consiste en aplicar cargas laterales, que representan el efecto inducido por los sismos. Bajo la acción de las fuerzas laterales aparecen desplazamientos a nivel de plantas y también una reacción con componente horizontal en las cimentaciones del edificio. La suma de estas reacciones da como resultado el cortante en la base, que al graficarse contra el desplazamiento del nivel de cubierta, origina la curva de capacidad.

El procedimiento usual de dimensionado sísmico que se aplica durante el análisis y que se conduce mediante la verificación de Estados Límite, depende exclusivamente del factor de comportamiento q aplicado en el proceso de reducción del espectro de proyecto elástico. Los desplazamientos calculados mediante el análisis elástico se transforman en desplazamientos inelásticos utilizando un factor de amplificación igual al factor de comportamiento, generalmente obtenido mediante la ductilidad de desplazamiento global de las estructuras. En lo que respecta a procedimientos para la evaluación de estructuras, en el ATC-40 [3] se realizó una propuesta para obtener los desplazamientos inelásticos de sistemas de un grado de libertad equivalentes, a partir de los desplazamientos elásticos, considerando diversos coeficientes

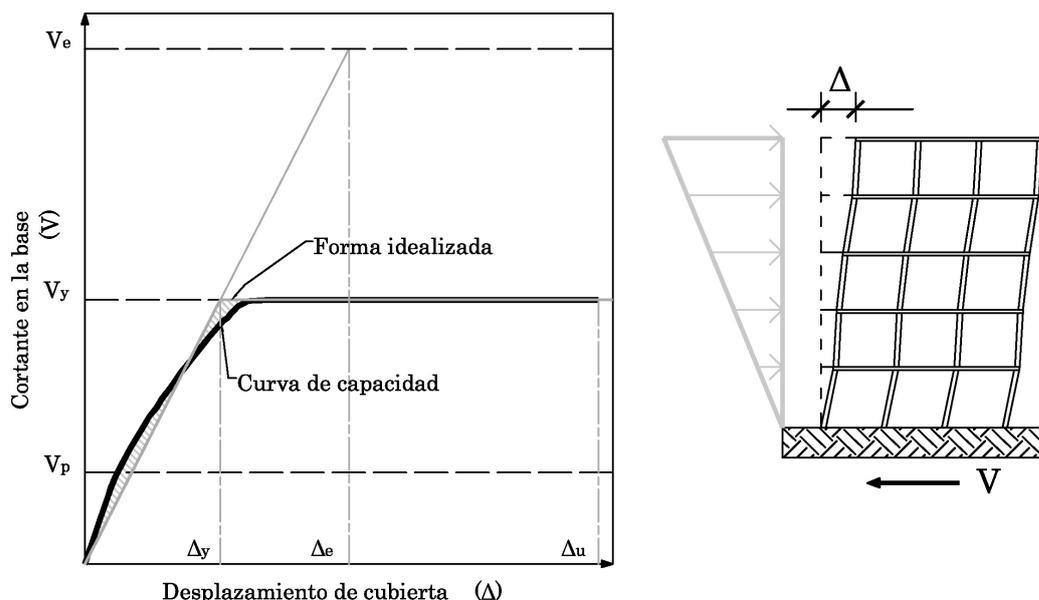


Figura 3. Curva de capacidad y forma idealizada obtenidas del análisis no lineal

entre los que se valoraba la influencia de los períodos elásticos e inelásticos, además de la relación entre los cortantes elásticos y de plastificación; el FEMA-356 [4] recogió la propuesta, sin introducir modificaciones al procedimiento, que sí fue modificado en el FEMA-440 [5]. Entre los principales cambios se pueden señalar la propuesta del factor de amplificación dependiente de las características dinámicas de los suelos y la incorporación de las condiciones de degradación de rigidez y resistencia del sistema estructural en la amplificación de los desplazamientos.

Seguidamente se describe el procedimiento para determinar los factores de amplificación de desplazamientos. Para el rango de períodos intermedios se debe cumplir que la energía del sistema elástico E_e equivale a la energía del sistema elastoplástico E_{ep} :

$$E_e = E_{ep} \tag{2}$$

En la Figura 4 se puede apreciar la relación que existe entre la respuesta elástica y la elastoplástica. En esta Figura, Δ_y y F_y son el desplazamiento y la fuerza de plastificación de proyecto respectivamente, Δ_e es el desplazamiento amplificado del sistema elástico y Δ_{ep} es el desplazamiento amplificado del sistema elastoplástico. De esta Figura se obtiene la energía del sistema elástico en función de los parámetros que caracterizan la respuesta elastoplástica:

$$E_e = \frac{1}{2} F_y \Delta_y R_\mu^2 \tag{3}$$

donde F_y es la fuerza lateral de plastificación de proyecto, Δ_y es el desplazamiento de plastificación y R_μ es el factor de reducción aplicado en el proyecto, que como se ha indicado se determina exclusivamente a partir de la ductilidad, de aquí el subíndice que pre-

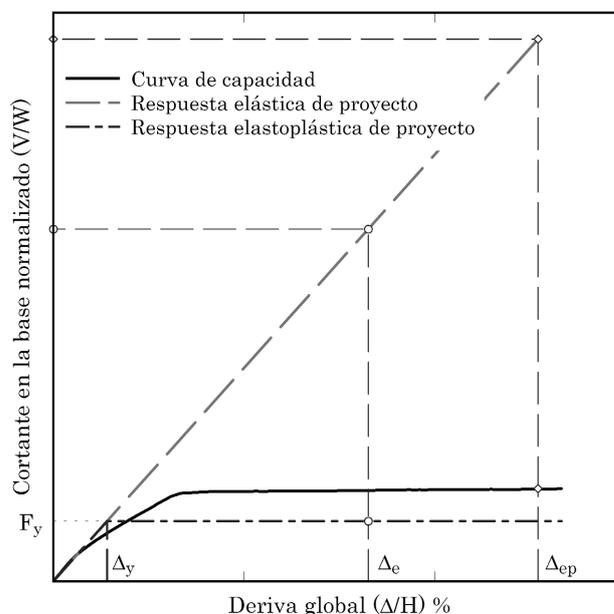


Figura 4. Curva de capacidad, respuesta elástica y elastoplástica

senta este factor. La energía del sistema elastoplástico es:

$$E_{ep} = \frac{1}{2} (\Delta_y R_\Omega) (F_y R_\Omega) + F_y R_\Omega (\mu \Delta_y - \Delta_y R_\Omega) \tag{4}$$

siendo μ la ductilidad del sistema elastoplástico real y R_Ω la reserva de resistencia de la estructura, obtenidos ambos mediante la respuesta no lineal del sistema al ser sometido a análisis con empuje incremental. Si se igualan las energías se puede despejar el factor de amplificación de desplazamientos del sistema elastoplástico real:

$$C_\mu = \frac{(R_\Omega^2 + R_\mu^2)}{2R_\Omega} \tag{5}$$

Para las estructuras cuyos períodos son más elevados, la hipótesis de igual energía deja de cumplirse, dando paso a la hipótesis de igual desplazamiento. Como ya se indicó, el factor de amplificación de desplazamientos debe contener apropiadamente la contribución, tanto del factor de reducción por reserva de resistencia, como del factor de reducción por ductilidad. De esta manera se obtiene la siguiente expresión, que se aplica a los edificios cuyo período del primer modo de vibración sea mayor que el período máximo para el cual la aceleración es constante en el espectro elástico de proyecto:

$$C_{\mu} = R_{\Omega} \quad (6)$$

3. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DIMENSIONADO

Seguidamente se expone el procedimiento de dimensionado sísmico de edificios. Para ilustrarlo, se ha seleccionado un grupo de edificios porticados de hormigón armado, con número de plantas variable (3, 6,

9 y 12 plantas) y un número de vanos variable (3, 4, 5, y 6 vanos).

El número de plantas variable tiene como finalidad considerar diferentes períodos del espectro de proyecto, mientras que el número variable de vanos persigue estudiar el efecto de la redundancia estructural (líneas resistentes verticales) sobre la respuesta sísmica. La geometría seleccionada consiste en vanos en la dirección de los pórticos de carga x equiespaciados cada 6,00 m, mientras que en la dirección y (pórticos de arriostramiento) se tiene tres vanos equiespaciados cada 5,00 m. Las alturas de las plantas son iguales (3,00 m) excepto para la primera planta, donde se requiere una altura libre de 4,50 m. Los forjados de los edificios son de tipo unidireccional, lo que permite la consideración de dos tipos de pórticos: pórticos de carga, orientados según el eje x y pórticos de arriostramiento, orientados según el eje y , véase la Figura 5. Es de hacer notar que la diferencia entre los dos grupos de pórticos estriba en que los pórticos de carga están sometidos a cargas de gravedad, producto del apoyo de los forjados y además deben soportar cargas sísmicas, mientras que los

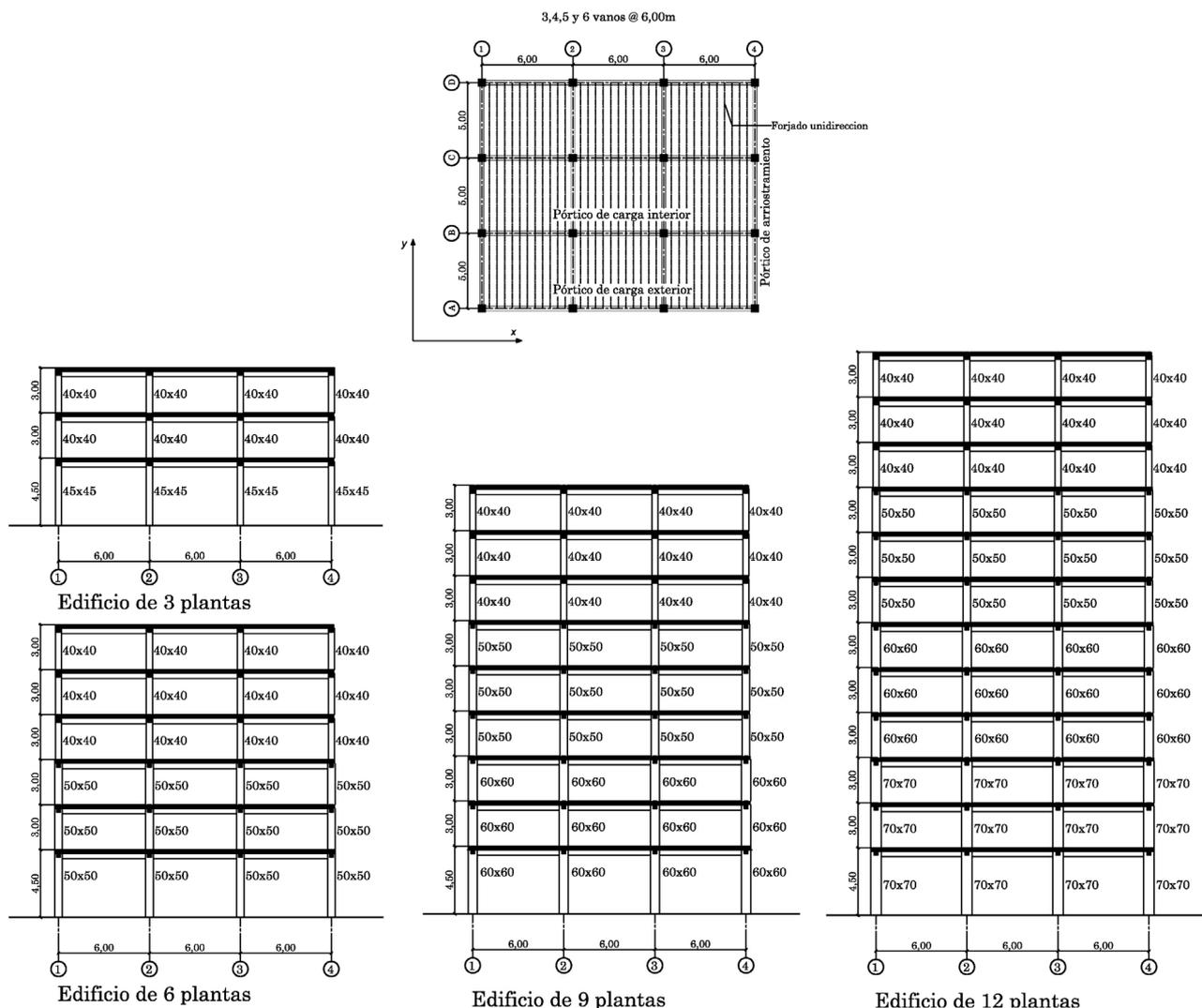


Figura 5. Vista en planta y alzados de los edificios estudiados

pórticos de arriostamiento sólo soportan su peso propio y las cargas sísmicas.

3.1. Proyecto de los edificios

Los edificios objeto de este estudio han sido proyectados conforme a las normas europeas [1, 6]. Las características de los materiales son: hormigón C 25/30 y Armaduras de refuerzo S500. El nivel de amenaza sísmica considerado en el emplazamiento de los edificios es alto, con una aceleración básica de 0,3 g. El dimensionado y detallado de las secciones de los elementos estructurales se ha llevado a cabo cumpliendo los requisitos de clase de ductilidad alta (DC H por sus siglas en inglés). Para cada dimensionado de los edificios se aplica el análisis elástico convencional, que en el caso del presente estudio, se ha conducido mediante el análisis modal-espectral, considerando 3 grados de libertad por planta y aplicando el espectro de proyecto para suelo tipo B prescrito en [1].

Del análisis modal se obtienen los valores de los desplazamientos elásticos. Estos desplazamientos se deben combinar con los desplazamientos en las otras dos direcciones ortogonales, conforme a la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados [1, 6]:

$$E = \pm \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (7)$$

Donde E es la acción sísmica, E_x , E_y y E_z son las componentes de la acción sísmica. Esta regla es la aplicada en el Eurocódigo 8, sin embargo, en el presente

trabajo se ha aplicado el conjunto de combinaciones considerado en [8, 9]:

$$\begin{aligned} E &= \pm \{E_x + \lambda E_y + \lambda E_z\} \\ E &= \pm \{\lambda E_x + E_y + \lambda E_z\} \\ E &= \pm \{\lambda E_x + \lambda E_y + E_z\} \end{aligned} \quad (8)$$

Siendo λ un coeficiente que considera la contribución de las componentes ortogonales en el cálculo de la respuesta. El valor aplicado es $\lambda = 0,3$. Con los valores de los desplazamientos elásticos determinados mediante las combinaciones normativas se calculan los desplazamientos inelásticos, aplicando los factores de amplificación calculados mediante las Ecuaciones 5 y 6, dependiendo del período del primer modo de cada edificio. Los factores de reserva de resistencia aplicados en el cálculo de los factores de amplificación de desplazamientos corresponden a edificios de geometría similar estudiados recientemente [10, 11, 12]. En la Tabla 1 se muestran estos valores.

Con los desplazamientos inelásticos se pueden calcular la deriva global y las derivas de planta, siendo utilizadas estas últimas para controlar el dimensionado, conforme a lo mostrado en la Figura 2. La deriva global (δ_G) se calcula a partir de:

$$\delta_G = \frac{\Delta_{Cubierta}}{H_{Edificio}} \times 100 \quad (9)$$

donde $\Delta_{Cubierta}$ es el desplazamiento del nivel de cubierta y $H_{Edificio}$ es la altura total del edificio. La deri-

Tabla 1. Factores de reserva de resistencia de edificios regulares de hormigón armado

Nº de plantas	Nº de vanos	Reserva de resistencia	
		Pórtico externo	Pórtico interno
3	3	2,31	1,49
	4	2,15	1,32
	5	2,42	1,42
	6	2,08	1,43
6	3	2,87	2,34
	4	3,36	2,62
	5	3,70	2,80
	6	3,76	2,81
9	3	2,45	1,78
	4	2,51	1,82
	5	2,73	1,85
	6	2,58	1,90
12	3	2,04	1,54
	4	2,11	1,53
	5	2,13	1,53
	6	2,17	1,54

va de la planta *i*ésima del edificio (δ_i) se calcula mediante:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i - H_{i-1}} \times 100 \quad (10)$$

siendo Δ_i el desplazamiento horizontal de la planta *i*ésima, Δ_{i-1} el desplazamiento de la planta inmediatamente inferior, mientras que H_i y H_{i-1} son las alturas de las plantas *i*ésima e inmediatamente inferior, respectivamente [13].

Con la finalidad de aplicar de forma controlada el procedimiento de dimensionado con control de derivas de plantas, a cada configuración se le ha calculado el índice de pilares, que no es más que el porcentaje de área en proyección horizontal que corresponde a los pilares. El procedimiento se ha aplicado calculando un índice de pilares por cada planta, mediante:

$$IP_i = \frac{\left(\sum_{j=1}^n a_j \right)}{A_i} \times 100 \quad (11)$$

donde a_j es el área de cada pilar de la planta *i*ésima y A_i es el área de la planta *i*ésima.

En la Figura 6 se muestran las derivas de plantas del edificio de 6 plantas calculadas aplicando la Ecuación 10. Nótese que la opción que satisface los requerimientos de desplazamientos es la que corresponde a un índice de pilares de 1,21%, ya que para índices más bajos se alcanzan valores de derivas de planta más grandes.

En la Tabla 2 se muestran los resultados de los índices de pilares calculados para los edificios objeto de este estudio. Los resultados muestran que el índice de pilares varía muy poco cuando se trata de edificios con el mismo número de plantas, a pesar de tener diferente número de vanos. Sin embargo, puede apreciarse que a medida que se incrementa el número de plantas el índice de pilares se incrementa significativamente, lo cual resulta lógico debido a que a mayor número de plantas, los pilares deben dispo-

Tabla 2. Índices de pilares de los edificios estudiados

Nº de plantas/ Nº de vanos	3	4	5	6
3	1,03%	0,96%	0,92%	0,90%
6	1,21%	1,14%	1,09%	1,06%
9	1,52%	1,43%	1,37%	1,33%
12	1,87%	1,76%	1,69%	1,62%

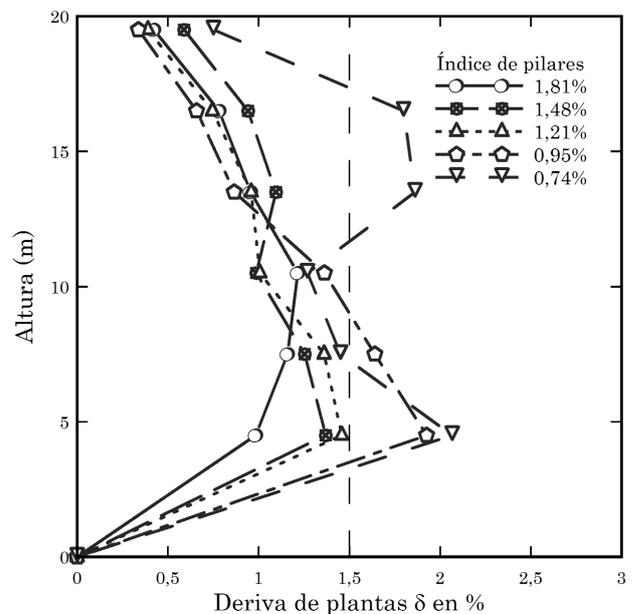


Figura 6. Resultados del procedimiento de dimensionado sísmico del edificio de 6 plantas y 3 vanos

ner de una carga axial mayor, la cual suele repartirse en áreas mayores [14, 15].

En la Figura 7 se ha representado la evolución de la deriva global del edificio de 6 plantas calculada para diferentes valores del índice de pilares, partiendo de los desplazamientos elásticos amplificados con los factores expuestos anteriormente. Nótese que a medida que se incrementa el índice de pilares, las derivas globales se reducen, alcanzando valores que se pueden correlacionar con determinados estados de daño. En esta Figura se han representado separadamente las derivas globales de los pórticos externos y de los pórticos internos. Nótese que para un índice de pilares de 1,21% la estructura alcanza unos daños

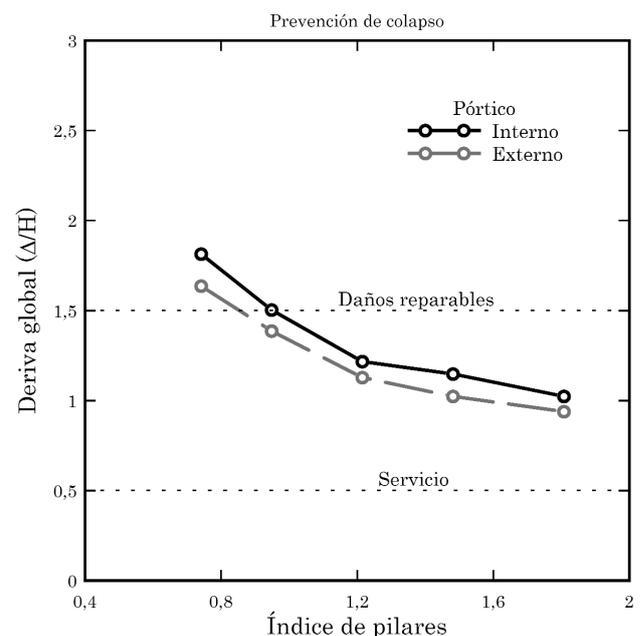


Figura 7. Evolución de la deriva global respecto al índice de pilares

Tabla 3. Intensidades sísmicas aplicadas en el análisis no lineal dinámico

Sismo	Estado Límite	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50%
Raro	Reparable	475	10%
Muy raro	Colapso	2500	2%

ligeros, mientras que para valores de índice de pilares inferiores (0,95% y 0,74%) los daños pasan a ser irreparables, además se puede observar que los pórticos internos alcanzan derivas globales ligeramente superiores que los pórticos externos, por lo que se puede presumir que los primeros alcanzan niveles de daño mayores. Además, como se verá más adelante, los valores de las derivas globales calculados mediante la amplificación de los desplazamientos elásticos son muy próximos a los valores obtenidos mediante el análisis no lineal de los edificios.

4. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SISMORRESISTENTE

Para evaluar el proyecto sismorresistente de los edificios proyectados aplicando el nuevo procedimiento de dimensionado, se toman como datos básicos las características geométricas, mecánicas y de cargas de los citados edificios. Estas características son necesarias para proceder a modelar los edificios en el programa de análisis no lineal PLCD [16], mediante el cual es posible aplicar procedimientos de análisis pseudoestáticos y dinámicos, usando leyes constitutivas que incorporan el comportamiento de los materiales que conforman los diferentes elementos de la estructura: plasticidad para la armadura de refuerzo y daño para el hormigón. El análisis de los edificios se realiza en dos dimensiones, dada la complejidad de los mismos [15].

Para evaluar la respuesta sismorresistente, en este trabajo se ha aplicado el procedimiento formulado recientemente [17] en el que la evaluación se lleva a cabo mediante tres niveles de amenaza, que tienen asociados tres Estados Límite, que se muestran en la Tabla 3. Los niveles de amenaza sísmica se definen mediante la probabilidad de que un evento de determinada magnitud sea excedido en una ventana de tiempo, correspondiente a 50 años. Cabe indicar que los umbrales mostrados coinciden con los considerados en el EC-8 a la hora de definir el nivel de amenaza [17].

Numerosos trabajos han tratado el tema de la duración de los acelerogramas aplicados en el análisis dinámico de las estructuras [18, 19, 20, 21]. En algunos se señala que la duración del acelerograma que tiene verdadera influencia sobre la respuesta estructural

no se extiende a la duración completa del mismo, sino que se puede considerar una reducción de la duración sin ir en detrimento de los resultados del análisis, pero logrando por el contrario una mejora en los costos computacionales que acarrea el proceso de análisis dinámico, sobre todo cuando se realiza considerando no linealidad geométrica y constitutiva. Otros autores [22] sostienen que la duración de los acelerogramas y el número de ciclos tienen influencia en los casos en los que se tiene en cuenta el daño acumulado, mientras que los estudios que consideran valores máximos de daño no son sensibles a la duración máxima de los acelerogramas, con la excepción de los casos en los que se considera el comportamiento no lineal y la acción de las cargas gravitatorias, para los cuales la duración del acelerograma es determinante en la respuesta. En el presente estudio se ha considerado la aplicación completa de los acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto, con el consecuente incremento del tiempo de ejecución del proceso y del post-proceso de los resultados.

El Eurocódigo-8 permite la aplicación de tres tipos de acelerogramas para el análisis dinámico: acelerogramas sintéticos, registros históricos o simulados [23]. En el análisis dinámico se han aplicado los acelerogramas sintéticos, debido a que permiten obtener una respuesta compatible con el espectro de proyecto. Otra de las razones la proporciona el hecho de que los acelerogramas sintéticos, por tener generalmente un número de ciclos mayor que el de los registros, tienden a producir un efecto más severo con un mayor rango de frecuencias [23, 24]. Como uno de los objetivos principales de la evaluación del proyecto sismorresistente es verificar que los edificios no alcanzan los Estados Límite más exigentes, se ha considerado útil la aplicación de los acelerogramas sintéticos como acción dinámica.

El proceso seguido para la obtención de los acelerogramas sintéticos, representativos de los tres Estados Límite aplicados en la evaluación de los edificios, corresponde al descrito en [17]. Así los acelerogramas correspondientes al Estado Límite de daños reparables se obtienen del espectro elástico de diseño, los acelerogramas aplicados en la evaluación del Estado Límite de servicio se calculan a partir del espectro elástico de proyecto cuyas ordenadas se determinan como el 40% de las ordenadas del espectro elástico

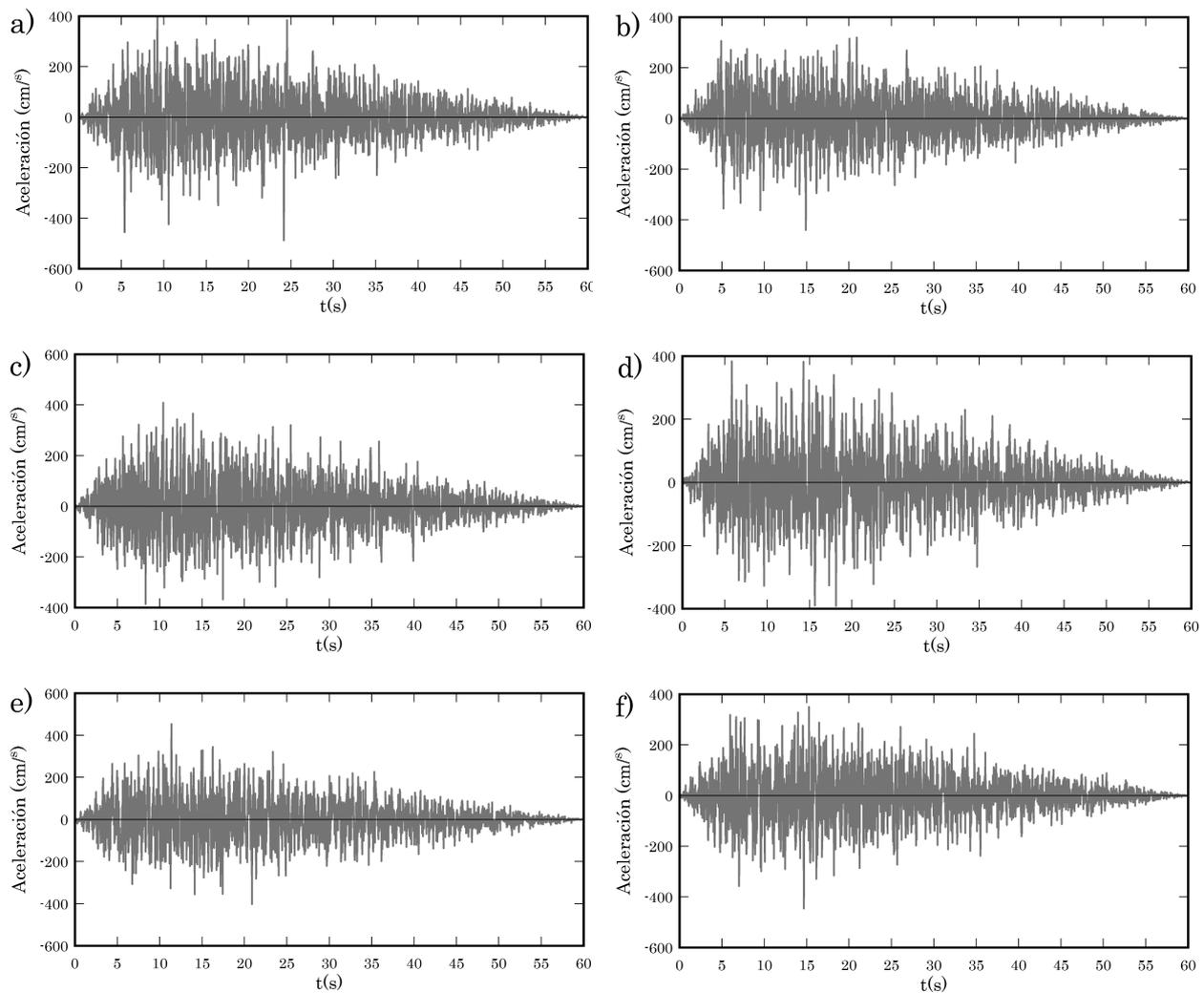


Figura 8. Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto

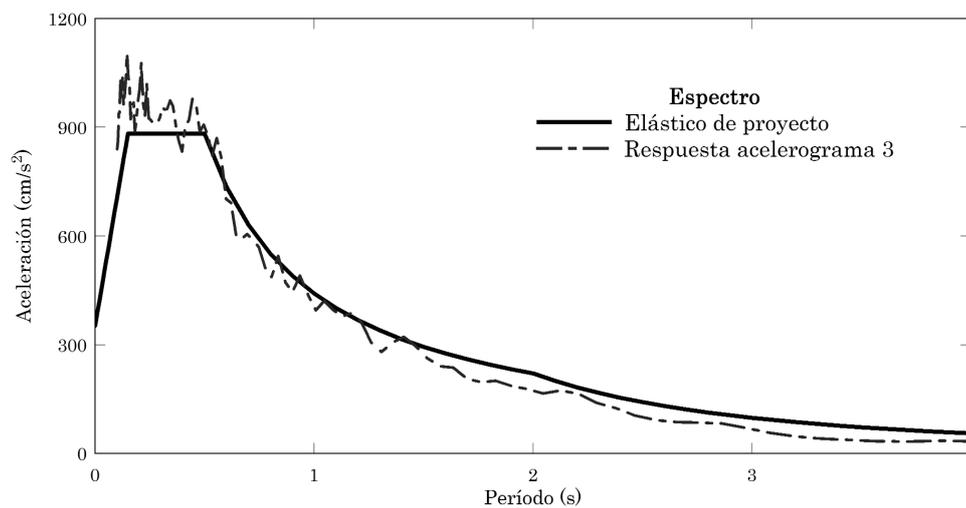


Figura 9. Espectros de respuesta compatibles con el espectro elástico de proyecto

de proyecto, mientras que los acelerogramas del Estado Limite de prevención de colapso corresponden al espectro elástico de proyecto cuyas ordenadas han sido escaladas por un factor de 2. Los seis acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro que se muestran en la Figura 8, han sido generados empleando el programa PACED [25].

En la Figura 9 se muestra el espectro elástico de proyecto, conjuntamente con uno de los espectros de respuesta correspondientes a los acelerogramas sintéticos para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico. Cada uno de los acelerogramas sintéticos se ha escalado con la finalidad de reproducir las tres diferentes intensidades resumidas en la Tabla 2. El escalado se ha realizado conforme al procedimiento expuesto en [17], partiendo de la PGA obtenida del espectro elástico correspondiente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. De esta manera se cuenta con un conjunto de 18 acelerogramas sintéticos que se utilizan para calcular la respuesta dinámica no lineal de los edificios objeto de este estudio, realizándose un total de 288 análisis de este tipo.

4.1. Evaluación de la deriva global

Como ya se ha indicado, la deriva global permite evaluar el umbral del Estado Límite de colapso de una estructura. La determinación de la deriva global en el caso del análisis no lineal con empuje incremental ya ha sido explicada en el apartado anterior. Se utiliza una extensión del mismo concepto para la determinación de la deriva global a partir de los resultados del análisis no lineal dinámico. Para ello es necesario determinar el máximo desplazamiento del nivel de cubierta que ocurre durante la acción dinámica [13, 24, 26]. Con este valor se calcula la deriva global para los diferentes niveles de la acción sísmica, sin embargo el que más interesa es el valor de la deriva global producido por el terremoto con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

En la Figura 10 se muestra la evolución de las derivas globales respecto al tiempo, para el edificio de 6 plantas. En esta Figura se han representado las derivas globales obtenidas para los tres niveles de intensidad que corresponden a los tres Estados Límite escogidos para controlar el proyecto. Es importante notar que la respuesta dinámica es satisfactoria, ya que para ninguno de los niveles de intensidad sísmica se ha sobrepasado el umbral de la deriva global que marcaría el colapso inminente (2,5%). Similar comportamiento se ha obtenido para el resto de los edificios, llegándose a la conclusión de que el proyecto sismorresistente es capaz de producir estructuras que no alcanzarán el colapso, inclusive frente a terremotos de muy rara ocurrencia. Además, es importante notar que los valores de las derivas globales obtenidos del análisis no lineal son muy próximos a los valores calculados mediante los desplazamientos elásticos y los factores de amplificación propuestos en este trabajo, presentando una diferencia inferior al 10%.

4.2. Evaluación de la deriva de plantas

Los resultados dinámicos son especialmente importantes, primero porque representan la respuesta de las estructuras frente a acciones similares a los terremotos que las pudiesen afectar y segundo porque el efecto de la acción dinámica suele ser más severo que el efecto de la acción del tipo pseudoestática, puesto que se producen desplazamientos de diferente signo, lo que origina distorsiones angulares en los elementos más elevadas. La importancia de las derivas de plantas estriba en que se ha extendido su uso en la determinación del daño en estructuras de hormigón armado [23, 27], relacionándolas con los umbrales para los cuales se alcanzan unos Estados Límite específicos. En este trabajo se han adoptado los Estados Límite propuestos en [24], cuyos valores se muestran en la Tabla 4.

En la Figura 11 se muestran los resultados de la evolución de las derivas de plantas respecto del tiempo, de los edificios de 3, 6, 9 y 12 plantas y 3 vanos, para

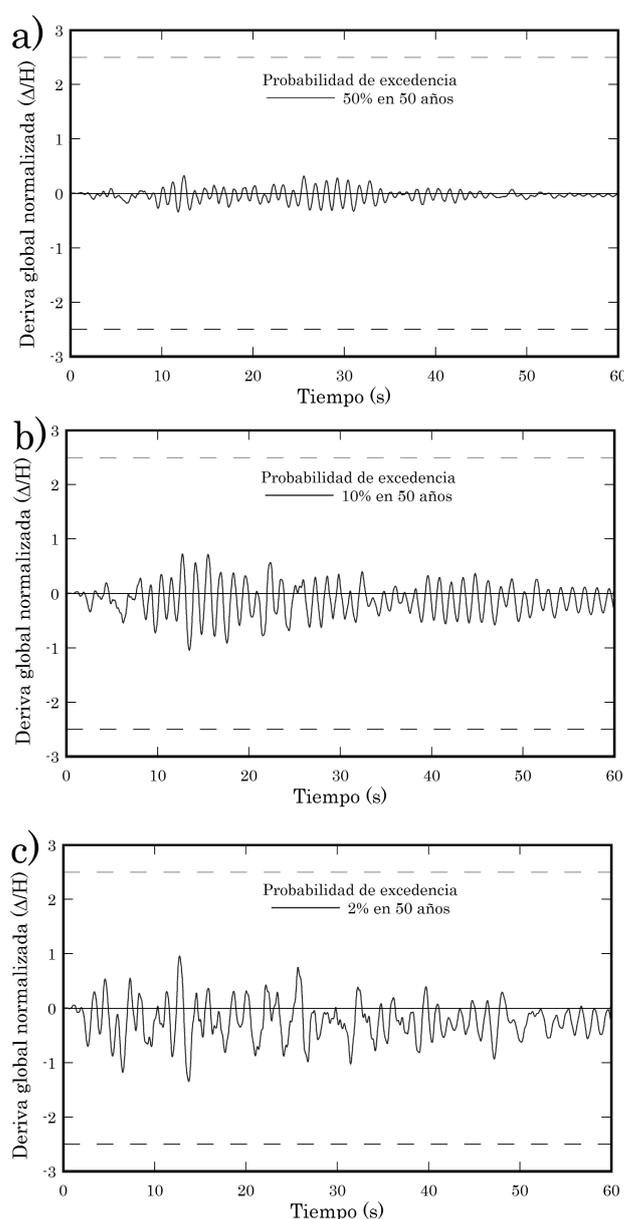


Figura 10. Evolución de las derivas globales del edificio de 6 plantas, para diferentes intensidades sísmicas

Tabla 4. Estados Límite y derivas de plantas asociadas para evaluar la respuesta sismorresistente

Estado Límite	Deriva de planta δ
Servicio	0,5
Daños reparables	1,5
Prevención de colapso	3,0

el acelerograma sintético n° 2, para las tres intensidades mostradas en la Tabla 2. Nótese que ninguno de los edificios llega a sobrepasar los umbrales que señalan los Estados Límite de la Tabla 4, por lo que se puede considerar satisfactorio el diseño sismorresistente de estos edificios.

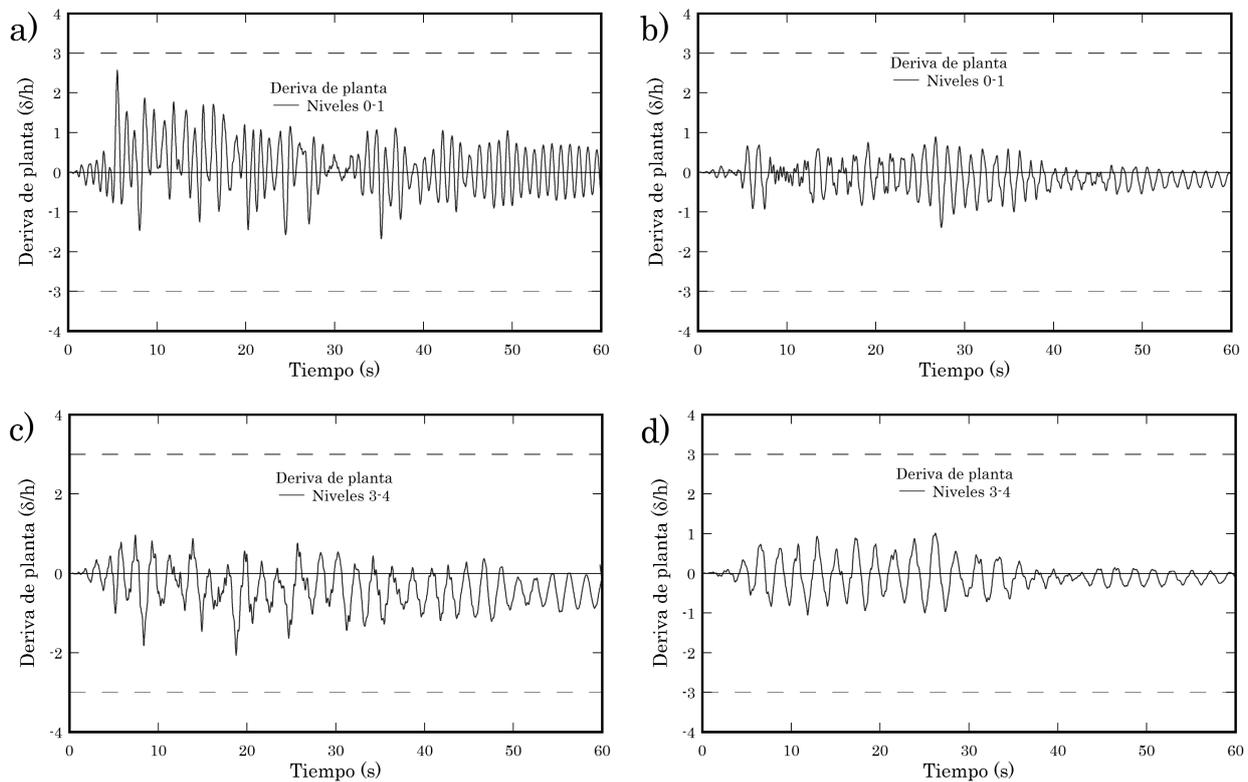


Figura 11. Evolución de las máximas derivas de plantas del edificio de a) 3 plantas, b) 6 plantas, c) 9 plantas y d) 12 plantas, al ser sometidos estos al acelerograma compatible 2, con una intensidad correspondiente a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años

En la Figura 12 (en página siguiente) se muestran los resultados de las máximas derivas obtenidas de la respuesta dinámica de los edificios de 3, 6, 9 y 12 plantas y 3 vanos al ser sometidos a los 6 acelerogramas sintéticos, con la intensidad correspondiente a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (sismo de muy rara ocurrencia). Es importante señalar que los valores mostrados son los máximos alcanzados en cada planta en valor absoluto, lo que permite obtener las envolventes de las derivas de planta durante la aplicación de los seis acelerogramas compatibles con el espectro de proyecto. La línea gruesa de esta Figura corresponde a la media de las derivas de planta. Varias conclusiones importantes pueden extraerse de estas Figuras, en primer término, a pesar de que la intensidad de la acción sísmica corresponde a un Estado Límite de prevención de colapso, puede notarse que apenas se sobrepasó el valor correspondiente al Estado Límite de daños reparables, lo que significa que de producirse eventos semejantes en intensidad, producirían grandes daños en la estructura, pero sin que esta llegue a perder su estabilidad, prevaleciendo la protección de la vida de los ocupantes. Otro de los aspectos resaltantes es que las máximas derivas ocurren en las tres primeras plantas del edificio de 6 plantas, por lo que se anticipa que el mayor daño sísmico se concentraría en dichos niveles. Cabe indicar que los edificios de mayor altura (9 y 12 plantas) muestran un comportamiento global semejante, mientras que los edificios más bajos, los daños se concentran en la primera planta, lo que constituye un comportamiento típico de estos

edificios bajos [23, 24, 26]; sin embargo, puede notarse que no se llega a alcanzar en este edificio el umbral de colapso.

El comportamiento mostrado en la Figura 12 es similar al exhibido por el resto de los edificios con un número de vanos mayor, notándose un comportamiento bastante uniforme, a pesar de que disponen de un número mayor de líneas resistentes verticales que proporcionan una mayor redundancia estructural, que es especialmente importante para las estructuras emplazadas en zonas de alta amenaza sísmica.

Debe señalarse que al aplicar los acelerogramas correspondientes a los Estados Límite de servicio y de daños reparables, ninguno de los edificios llegó a sobrepasar los umbrales mostrados en la Tabla 4.

Una vez observados los resultados de la evaluación de la respuesta a través del análisis no lineal, puede indicarse que los edificios dimensionados aplicando el procedimiento de dimensionado con los factores de amplificación expuestos en este trabajo, tienen un adecuado comportamiento frente a acciones sísmicas extremas, tanto a nivel global como local.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado un procedimiento de dimensionado de edificios que puede aplicarse tanto a estructuras porticadas metálicas como de

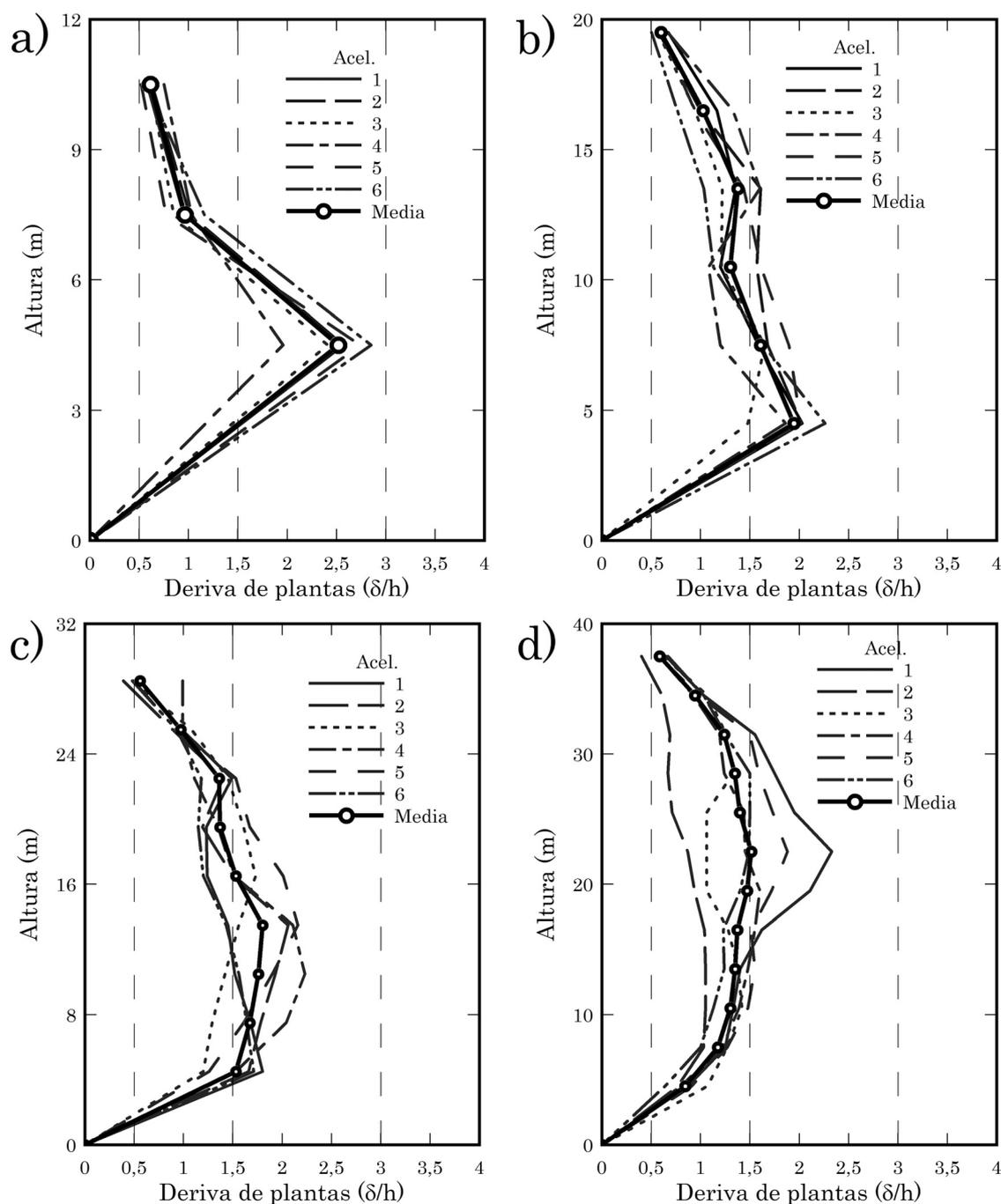


Figura 12. Derivas de plantas máximas del edificio a) de tres niveles, b) de seis niveles, c) de nueve niveles y d) de doce niveles, calculadas aplicando los seis acelerogramas con intensidades correspondientes a una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años

hormigón armado. El procedimiento permite una convergencia rápida de los resultados, sin necesidad de realizar cálculos muy complejos, permitiendo que el proyecto sea gobernado por desplazamientos y no por resistencia. Los factores de amplificación de desplazamientos son calculados a partir del factor de comportamiento adoptado en el proyecto y el factor de reserva de resistencia obtenido de la respuesta no lineal con empuje incremental.

Se ha demostrado la conveniencia de aplicar un índice de pilares, que depende exclusivamente de las áreas de las plantas de los edificios y de las áreas de los pilares contenidos en estas. Los edificios que han

sido dimensionados mediante procedimientos elásticos usando los índices de pilares con control de derivas de plantas, muestran un comportamiento adecuado cuando se les aplica el análisis no lineal.

Los desplazamientos inelásticos, calculados a partir de los factores de amplificación aplicados a los desplazamientos elásticos, muestran una buena aproximación a los desplazamientos obtenidos del análisis no lineal, habiéndose obtenido diferencias menores al 10%.

El procedimiento de validación del método ha consistido en someter a los edificios a la acción de seis

acelerogramas con diferente contenido frecuencial, todos ellos compatibles con el espectro elástico de proyecto, escalados para tres niveles de intensidad, asociados con tres Estados Límite. La respuesta dinámica muestra un adecuado comportamiento de los edificios al verificar los valores de la deriva global y las derivas de plantas contra valores de umbrales representativos del daño. La deriva global de cada uno de los edificios estudiados, producida al aplicar los acelerogramas, indica que ninguno de los casos alcanza el Estado Límite de colapso.

Los resultados de la respuesta dinámica no lineal muestran unos valores de derivas de plantas satisfactorios, sobre todo cuando se comparan con los valores correspondientes a los Estados Límite más exigentes (terremotos con períodos de retorno mayores), lo que confirma la seguridad que se obtiene al aplicar el procedimiento de dimensionado sísmico expuesto. Las derivas de planta medias de los edificios más altos (9 y 12 plantas) sobrepasan ligeramente el umbral del Estado Límite de daños reparables, lo que permite predecir que dichos edificios alcanzarán daños estructurales considerables al ser sometidos a un terremoto de muy rara ocurrencia, pero sin perder su estabilidad, garantizando de esta forma la preservación de las vidas de los usuarios.

Los edificios bajos presentan mayores derivas en la primera planta, mientras que los edificios de mayor altura presentan mayores derivas en las plantas intermedias, lo que permite anticipar que el modo de fallo de estos últimos es preferible, ya que no tiene implícito el fallo por planta baja débil.

En líneas generales, se recomienda aplicar el procedimiento expuesto en este trabajo para obtener los desplazamientos inelásticos a partir de los resultados del análisis elástico convencional.

REFERENCIAS

[1] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). *EN 2004-1-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. Brussels: CEN, 2003.

[2] PRIESTLEY, M.J.N.; CALVI, G.M.; KOWALSKI, M. *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia: IUSS Press, 2007.

[3] ATC 40. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Report SSC 96-01. Redwood City, California: Seismic Safety Commission, Applied Technology Council, 1996.

[4] FEMA 356. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.

[5] FEMA 440. *Improvements of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, DC.: Federal Emergency Management Agency, 2005.

[6] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). *BS EN 1992. Eurocode 2: Design of concrete structures*. Brussels: CEN, 2001.

[7] SMEBBY, W.; DER KIUREGHIAN, A. "Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1985, vol. 13, n° 1, p. 1-12.

[8] SEAOC. *Recommended lateral force requirements and complementary*. Sacramento, California: Seismology Committee. Structural Engineers Association of California, 1999.

[9] BSSC. *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, DC.: Building seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (FEMA Rep. 368, 369), 2003.

[10] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC2 y EC8". *Hormigón y Acero*. 2008, vol. 60, n° 251, p. 77-87.

[11] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety". *Structural Analysis*. New York: Nova Science Publishers, 2010.

[12] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes". *Computational methods in Earthquake Engineering*. Heidelberg: Springer Verlag, 2011.

[13] CHOPRA, A.K. *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 2007.

[14] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal". *4º Congreso español de ingeniería sísmica*. Granada, 2011.

[15] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Barcelona: CIMNE, 2011.

[16] PLCD. *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*. Barcelona: CIMNE, 2009.

[17] KAPPOS, A.; STEFANIDOU, S.A. "Deformation-based seismic design method for 3d R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis". *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2009, vol. 8, n° 4, p. 875-895.

- [18] LAGAROS, N.D.; FRAGIADAKIS, M.; PAPA-DRAKAKIS, M.; TSOMPANAKIS, Y. "Structural optimization: a tool for evaluating seismic design procedures". *Engineering Structures*. 2006, vol. 28, n° 12, p. 1623-1633.
- [19] MALHOTRA, P.K. "Cyclic-demand spectrum". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2002, vol. 31, n° 7, p. 1441-1457.
- [20] KUNNATH, S.K.; CHAI, Y.H. "Cumulative damage-based inelastic cyclic demand spectrum". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2004, vol. 33, n° 4, p. 499-520.
- [21] MANDER, J.; PECKAN, G.; CHEN, S. Low-cycle variable amplitude fatigue modeling of top-and-seat angle connections. *Engineering Journal*, AISC. 1995, vol 32, n° 2, p. 54-63.
- [22] HANCOCK, J.; BOMMER, J.J. "A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage". *Earthquake Spectra*. 2006, vol. 22, n° 3, p. 827-845.
- [23] FARDIS, N.M. *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Heilderberg: Springer, 2009.
- [24] ELNASHAI, A.; DI SARNO, L. *Fundamentals of earthquake engineering*. Chichester: John Wiley and Sons, 2008.
- [25] VIELMA, J.C. *PACED: Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros*. Barquisimeto: Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, 2009.
- [26] VIELMA, J.C.; BARBAT, A.H.; OLLER, S. "Seismic safety of limited ductility buildings". *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2010, vol. 8, p. 135-155.
- [27] PANAGIOTAKOS, T.B.; FARDIS, M.N. "Seismic performance of RC frames designed to Eurocode or to the Greek Codes 2000". *Bulletin of Earthquake Engineering*. 1999, vol. 2, p. 221-259.

Influencia del efecto interferencia de edificios industriales en las cargas de ráfaga sobre chimeneas esbeltas

Interference effect of industrial buildings on the buffeting wind loading of slender chimneys

Mathias Clobes⁽¹⁾, Hodei Aizpurua Aldasoro⁽²⁾ y Thomas Höbbel⁽³⁾

Recibido | Received: 17-06-2011
Aceptado | Accepted: 03-08-2011

Resumen

Las chimeneas industriales son muy sensibles a las acciones dinámicas del viento. Situadas en zonas industriales, muchas de ellas se encuentran cercanas a fábricas o incluso unidas al techo de las mismas. Consecuencia de ello es que la estructura del viento actuante sobre la chimenea cambia debido a la presencia de los edificios cercanos. Según el Eurocódigo EN 1991-1-4, el procedimiento espectral para el cálculo del factor estructural $c_s c_d$ no es apto para estructuras con apoyos intermedios. Además el efecto de interferencia provocado por los edificios colindantes sobre el campo de velocidades no está descrito. Para estudiar la influencia de este fenómeno en las cargas de ráfaga sobre la chimenea, se han realizado ensayos en túnel de viento. Las alteraciones que ocurren en la estructura del viento son claras. A partir de los datos medidos, se ha desarrollado un programa en elementos finitos para cuantificar su efecto. La presencia del fenómeno de interferencia edificio-chimenea puede suponer un aumento de hasta el 14% en las reacciones de la chimenea.

Palabras clave: acciones de viento, Eurocódigos, efecto de interferencia, túnel de viento, estructuras esbeltas, elementos finitos.

Abstract*

Chimneys are especially sensitive to wind actions. Sometimes, the proximity of industrial buildings to the chimney is used to support it at the top of the building. The presence of the building disturbs the wind flow that acts on the industrial chimney. This alteration is known as interference effect. The Eurocode EN 1991-1-4 is not applicable if a chimney is supported at the roof of the power house, specifically for the calculation of the structural factor $c_s c_d$. The effect of interference between industrial building-chimney is not addressed in the Eurocode. Wind tunnel tests have been carried out to study the interference effect of the industrial building on the buffeting response of slender structures. The alteration of the wind structure due the interference effect has been measured and numerical simulations using the measured data have been done. The reactions of the chimney due to this effect can increase up to 14%.

Keywords: wind actions, Eurocodes, interference effect, wind tunnel, slender structures, finite element model.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 111 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Technische Universität Braunschweig. Institut für Stahlbau (Braunschweig, Alemania).

(2) Ingeniero Industrial. Technische Universität Braunschweig. Institut für Stahlbau (Braunschweig, Alemania).

(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Technische Universität Braunschweig. Institut für Stahlbau (Braunschweig, Alemania).

Persona de contacto / Corresponding author: h.aizpurua@is.tu-braunschweig.de

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de construcciones con un alto grado de esbeltez como son chimeneas industriales, antenas de televisión o torres está supeditado estrechamente a un estudio preciso de la influencia del viento sobre ellas. A nivel europeo, el Eurocódigo EN 1991-1-4:2005 [1] es el que regula toda la normativa respecto a la incidencia del viento sobre las estructuras. El procedimiento de cálculo del factor estructural $c_s c_d$ presentado en la norma europea muestra una limitación importante para su implementación dado que el procedimiento es solo aplicable a aquellos sistemas estructurales en los cuales el modo de vibración sea de signo uniforme [1,2].

Muy a menudo, en las áreas industriales, las chimeneas situadas junto a edificios como centrales energéticas, papeleras, etc. se encuentran conectadas estructuralmente a los techos de esos edificios. Este hecho supone una reducción de los momentos flectores en la base de las chimeneas y, por tanto, un ahorro en la construcción de los cimientos. Ni la normativa europea [1], ni la alemana DIN 1055-4 [2] tienen en cuenta esta situación real, en la que la fijación al techo supone un cambio en el sistema estructural.

Paralelamente, debido a la proximidad de edificios, existe un cambio en el perfil de velocidades actuante sobre la chimenea. Tal fenómeno es conocido como efecto interferencia. En la normativa, tal efecto no se encuentra estudiado explícitamente, quedando reducido al caso entre estructuras cilíndricas de la misma sección y altura (chimeneas en línea).

Por ello, es justificable hacer un estudio experimental y numérico para determinar si un diseño de este tipo, siguiendo las normativas propuestas, se encuentra del lado de la seguridad o si, por el contrario, el fenómeno de interferencia sobre la estructura del viento (velocidad media, intensidad de turbulencia y espectros) provocado por el edificio industrial conlleva un dimensionamiento incorrecto. Debido a las innumerables configuraciones posibles entre edificio y chimenea, se ha optado en este caso por estudiar un edificio cúbico con una chimenea en una de sus aristas.

El Instituto de Construcción de Acero (Institut für Stahlbau) de la Universidad Técnica de Braunschweig en Alemania ha suscrito un proyecto en colaboración internacional con CICIND (International Committee on Industrial Chimneys) para estudiar la influencia del efecto interferencia en las cargas de ráfaga actuantes sobre chimeneas esbeltas. Para ello se han realizado estudios en el nuevo túnel de capa límite que posee el Instituto. En este artículo se pretende presentar los ensayos hechos en el laboratorio para la determinación de los efectos dinámicos sobre una chimenea con un edificio cúbico contiguo. El procedimiento seguido ha sido en primer lugar, la toma de medidas en el túnel de viento de capa límite de los diferentes perfiles de velocidad perturbados por la presencia de los edificios así como el perfil de velocidad de una situación modelada sin edificio industrial. Con los datos recogidos, se ha realizado un cálculo numérico en el dominio del tiempo con el Método de los Elementos Finitos para una chimenea conectada estructuralmente al techo del edificio adyacente. La comparación entre ambas situaciones ha sido realizada en términos de fuerzas y momentos flectores.

2. TÚNEL DE VIENTO DE CAPA LÍMITE DEL INSTITUTO DE CONSTRUCCIÓN DE ACERO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE BRAUNSCHWEIG

El túnel de capa límite es del denominado tipo abierto: obtiene el aire de la atmósfera y después de hacerlo pasar por el interior del túnel es devuelto a ella. La Figura 1 muestra de forma esquemática el túnel. La cámara de ensayos posee una sección rectangular de $1,2 \times 1,4$ metros y a lo largo de ella, se incluyen numerosos elementos de rugosidad que permiten la generación de una capa límite atmosférica a escala. Dado que el viento actúa con dirección variable, se utiliza una mesa giratoria para un estudio en los 360° de cara a hacer un análisis efectivo de su influencia.

Durante el proceso de succión pueden generarse en el interior del túnel velocidades de hasta 25 m/s. La introducción de turbulencias se consigue gracias a los denominados generadores de turbulencia triangulares. Como puede apreciarse en la Figura 2a, junto a los generadores, se introducen a lo largo de toda

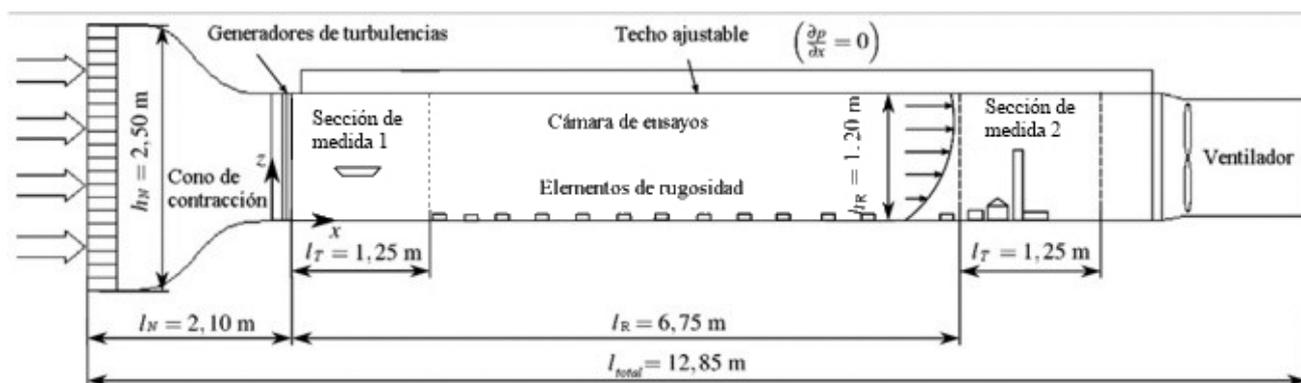


Figura 1. Esquema del túnel de capa límite

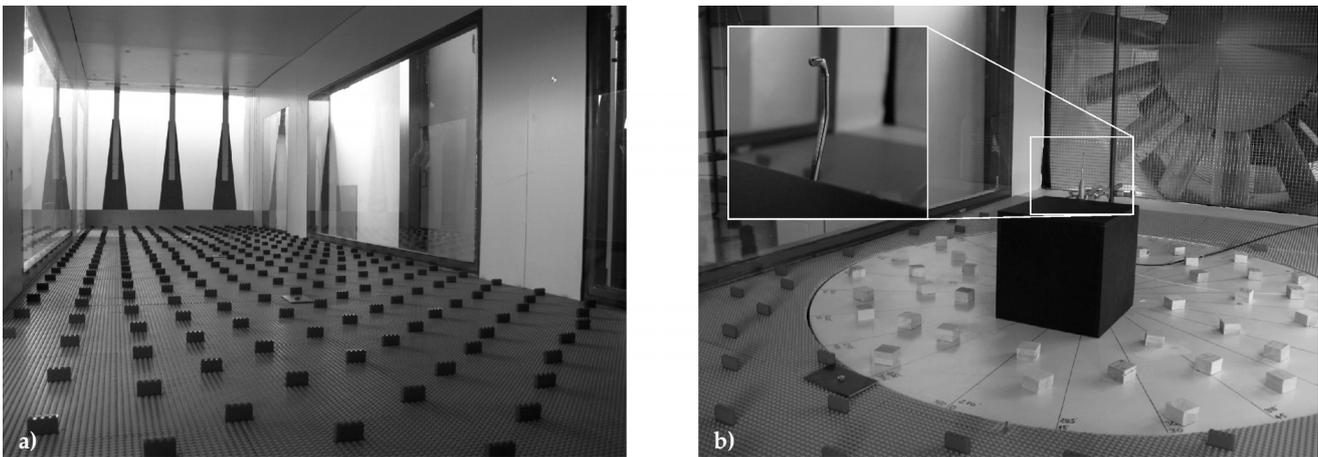


Figura 2. Elementos de rugosidad en la cámara de ensayos (a) y sonda de medida TFI Cobra (b)

la cámara de ensayos numerosos obstáculos (piezas de Lego) colocados de forma uniforme. De esta forma se consigue obtener en la sección de medida la capa límite atmosférica requerida.

La instrumentación utilizada para medir el campo de velocidades generado ha sido una sonda TFI Cobra (Figura 2b). La generación de un perfil de velocidades atmosférico, conlleva la generación de turbulencias. Las turbulencias introducen fluctuaciones importantes en torno a un valor medio de velocidad. Por ello, el muestreo de la velocidad es realizado con una frecuencia de 1200 Hz.

3. SIMULACIÓN DE LA CAPA LÍMITE

Para una definición completa de las características que componen un campo de velocidades del viento en la naturaleza, es necesario definir los perfiles de velocidad media, de intensidad de turbulencia, así como los espectros de densidad de potencia del viento. Todos ellos han de ser simulados en el túnel del viento para poder así realizar un estudio efectivo.

3.1. Perfiles de velocidad media $\bar{U}(z)$ del viento y de intensidad de turbulencia $I_u(z)$

La forma de la evolución de la velocidad media a lo largo de la altura z , también llamada capa límite, es dependiente del tipo de rugosidad del terreno. En terrenos donde la rugosidad es grande (ciudades pobladas con edificios o numerosos obstáculos), la altura que necesita el perfil de velocidades para desarrollarse por completo es mayor que en el caso donde no existen tantas alteraciones en el terreno. El gradiente de velocidad que existe a lo largo de la altura puede definirse matemáticamente de forma logarítmica o de forma exponencial. El Eurocódigo 1 [1] propone un perfil de velocidades en función de la altura que responde a la siguiente ecuación:

$$v_m(z) = \bar{U}(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (1)$$

El Eurocódigo propone unos valores de las variables $c_r(z)$ y $c_o(z)$ en función de la categoría del terreno. El terreno se clasifica en 5 categorías diferentes en función de su rugosidad. Sin embargo, la norma alemana DIN 1055:4 [2] y la normativa WtG [3] proponen en cambio un perfil de velocidades exponencial, dependiente de cuatro tipos de terreno.

La intensidad de turbulencia $I_u(z)$ puede definirse como la desviación típica de la turbulencia dividida por el valor medio de la velocidad. Por lo tanto, se trata también de un valor que varía con la altura. A diferencia del perfil de velocidades medias, la intensidad de turbulencia decrece conforme la altura respecto al suelo z aumenta. En [1] se propone un perfil inversamente proporcional al de la velocidad:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (2)$$

El grado de intensidad de turbulencia se ve también directamente influido por la categoría del terreno.

Una de las claves de la investigación y simulación con túneles de viento sobre la aerodinámica de edificios, es saber elegir qué tipo de terreno se pretende estudiar y por consiguiente que tipo de campo de velocidades ha de ser modelado. El objetivo del proyecto consiste en estudiar el comportamiento dinámico de chimeneas industriales. La localización más habitual de este tipo de estructuras esbeltas suele darse a las afueras de la ciudad, que es donde se encuentran la mayoría de complejos industriales. Comparando esta condición con el Eurocódigo, el terreno puede ser tanto tipo II como tipo III. Finalmente la decisión ha sido decantarse por un tipo III.

La Figura 3a muestra los resultados obtenidos en las mediciones hechas en el túnel del viento de la velocidad media $U(z)$ y de la intensidad de turbulencia $I_u(z)$. Junto a ellas están presentadas las curvas propuestas en [1], [2] y [3] para un tipo de terreno III. Éste último propone un perfil de velocidades y de turbulencia dentro de unos límites de tolerancia. La aproximación matemática de los puntos medidos ha

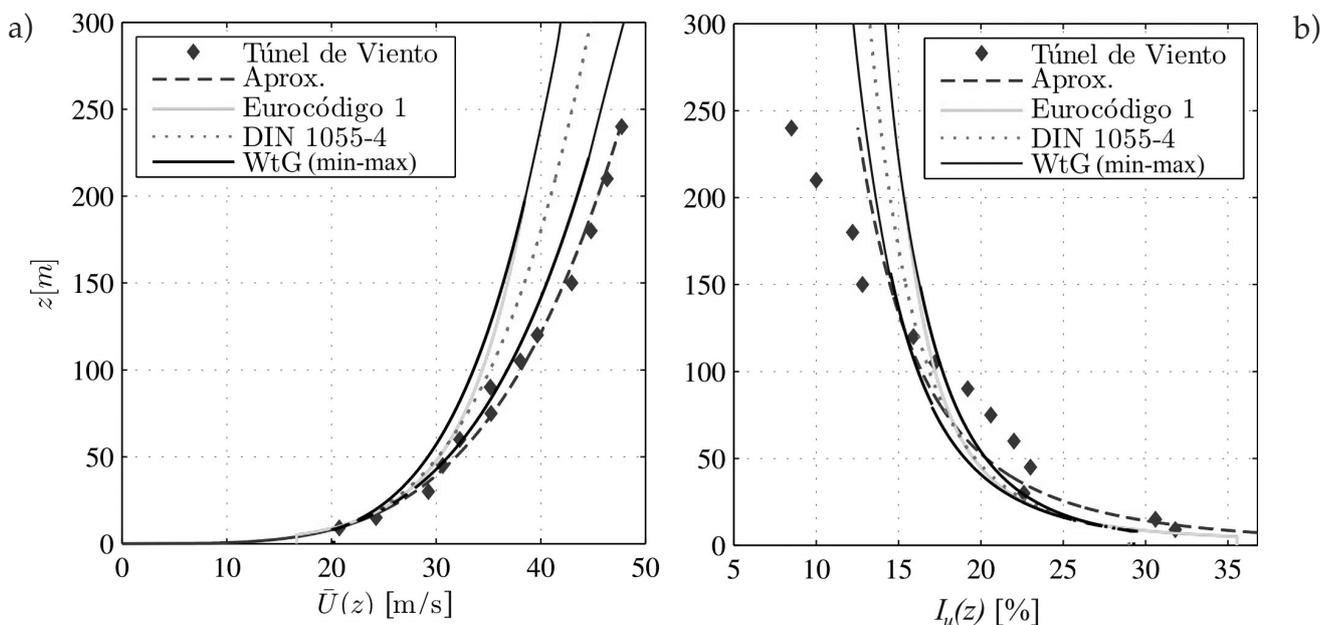


Figura 3. Perfiles de velocidad media (a) y de intensidad de turbulencia (b)

La velocidad de referencia se ha sido realizada mediante una ecuación exponencial. En la gráfica de velocidad media puede verse una buena correspondencia entre normativas y mediciones. En el caso de la intensidad de turbulencia (Figura 3b), también puede verse paralelismo entre mediciones y normativas.

La escala geométrica elegida entre modelo y naturaleza ha sido de 1:300. De esta decisión se obtiene una relación (escala) de velocidad del viento entre velocidad de referencia en la naturaleza y velocidad de referencia en el túnel del viento de 1:7 aproximadamente.

3.2. Escalas integrales y espectro del viento

La estructura espacial del campo de velocidades del viento puede describirse gracias a las denominadas escalas integrales y los espectros del viento. La escala integral de longitud de turbulencia L_u puede ser físicamente interpretada como el tamaño medio que poseen las ráfagas de viento [4]. Se trata de un valor de escala que varía con la altura y depende, al igual que la velocidad media y la intensidad de turbulencia, de la rugosidad del terreno. La escala integral de longitud está también recogida matemáticamente en las normativas internacionales. El Eurocódigo 1 [1], al igual que DIN 1055:4 [2] proponen una curva exponencial, con un valor de exponente en función de la categoría del terreno:

$$L_u(z) = L_t \cdot (z/z_t)^\alpha \quad (3)$$

Para proceder al cálculo correcto de la escala de longitud es necesario hacer las medidas al mismo tiempo a lo largo de las diferentes alturas. Al disponer únicamente de un medidor de velocidades, es necesario apoyarse en la hipótesis de Taylor que afirma que los balones de aire turbulentos no decaen y se

desplazan a la velocidad media correspondiente a la altura requerida. Para ello se recurre a la escala integral de tiempo T_{ux} que puede definirse como la medida temporal sobre la cual las velocidades se mantienen correlacionadas dentro de la ráfaga o vórtice. Partiendo de la hipótesis de Taylor, se puede obtener L_{ux} de la siguiente forma:

$$L_{ux} = T_{ux} \cdot \bar{U}(z) \quad (4)$$

La escala integral de tiempo T_{ux} se obtiene a través de la función de autocorrelación $R_{uu}(z)$ de la señal aleatoria medida, en este caso la velocidad del viento a una altura determinada:

$$T_{ux} = \frac{\int_0^\infty R_{uu}(\tau) \cdot d\tau}{\sigma_u^2} \quad (5)$$

Para poder comparar los resultados obtenidos en el túnel del viento y en la naturaleza, es necesario acudir a la escala de tiempo. Se obtiene a partir del cociente entre las escalas geométricas y de velocidad. La relación obtenida es de aproximadamente 1:43. En la Figura 4a puede observarse los valores de la integral de longitud. Debido a las diferentes propuestas de la literatura consultada, resulta difícil hacer convergir este valor.

La Figura 4b muestra el espectro de potencia del viento en dirección longitudinal $S_{uu}(z,f)$. Describe el reparto de energía a lo largo de la frecuencia del proceso turbulento del viento. Para una comprensión visual efectiva, se normalizan los espectros en ambos ejes. En el eje de ordenadas, el espectro es normalizado con la frecuencia f y dividiéndolo entre la varianza σ^2 del proceso aleatorio. En el eje de abscisas, la frecuencia normalizada f_L se obtiene a partir de f con la integral de longitud y la velocidad media.

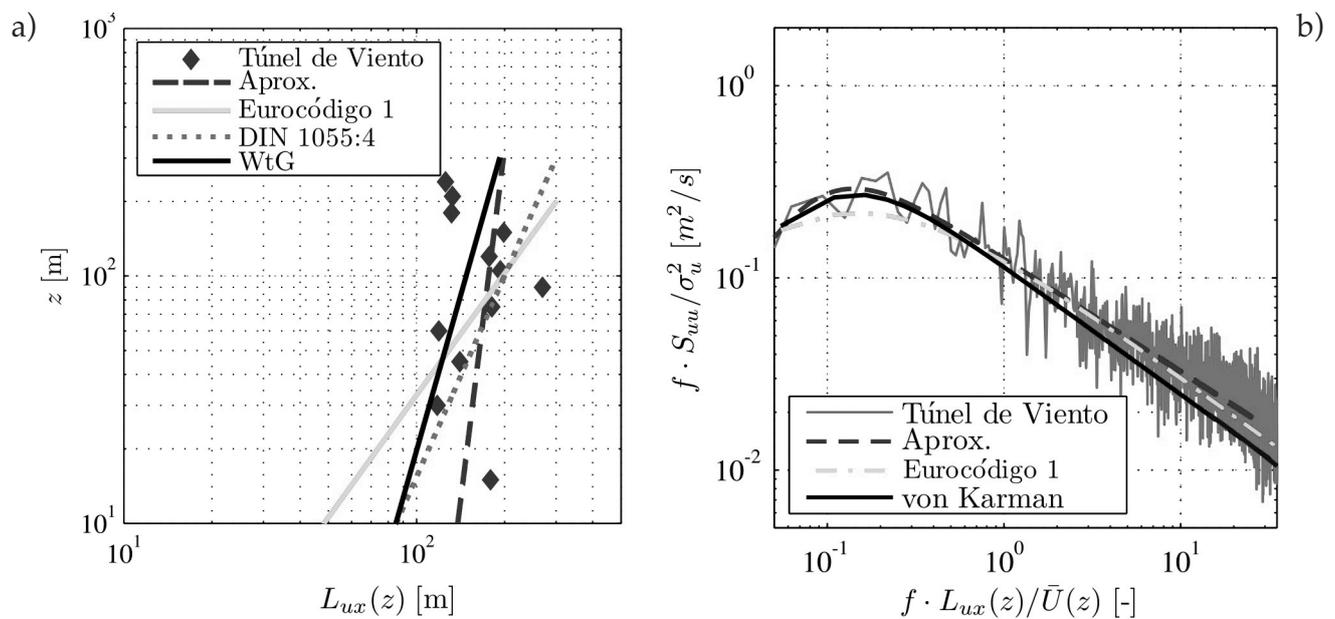


Figura 4. Escala integral de longitud (a) y espectro del viento (b)

En la literatura se proponen diferentes tipos de espectros como los de Davenport, Kaimal o von Kármán [5]. También [1] y [2] proponen sus curvas para los espectros. En la Figura 4 se representa el resultado de un espectro para una altura determinada. Como puede observarse, el espectro medido coincide de forma correcta con los propuestos en la literatura. Éste es aproximado por una curva descrita mediante seis coeficientes para poder ser usada en posteriores análisis con métodos espectrales [6]:

$$\frac{S_{uu}(f) \cdot f}{\sigma^2} = \frac{c_1 \cdot f_L^{c_2}}{(c_3 + c_4 \cdot f_L^{c_5})^{c_6}} \quad (6)$$

4. FLUJO EN CONDICIONES PERTURBADAS: INTRUSIÓN DEL EDIFICIO INDUSTRIAL

En el presente estudio, el efecto de interferencia se estudia analizando la perturbación que supone el edificio industrial para el campo de velocidades ac-

tuante sobre la chimenea industrial. Para ello, es necesario disponer en el túnel de viento un modelo a escala del edificio. Debido a la gran variabilidad, en tipos y formas, de edificios industriales que existen adyacentes a las chimeneas, se ha decidido introducir un modelo de edificio contiguo cúbico. El modelo se ha realizado con plexiglás. Teniendo en cuenta que la escala geométrica entre modelo y naturaleza es 1:300, la maqueta introducida modela un edificio industrial cúbico de aproximadamente 63 metros de lado. La Figura 5 muestra la posición respecto al edificio en la cual se han tomado los datos de velocidad del viento.

Las medidas se han realizado en 13 alturas distintas del eje de medida usando la sonda TFI Cobra. Este eje se ha posicionado en una esquina del edificio industrial. En la realidad, la posición de la chimenea (eje donde las medidas son tomadas) respecto al edificio industrial es también variable. Por ello se ha decidido posicionar el eje de medida en una esquina del edificio-maqueta. De esta forma, el estudio es más amplio por no darse simetría. Al mismo tiempo, es-

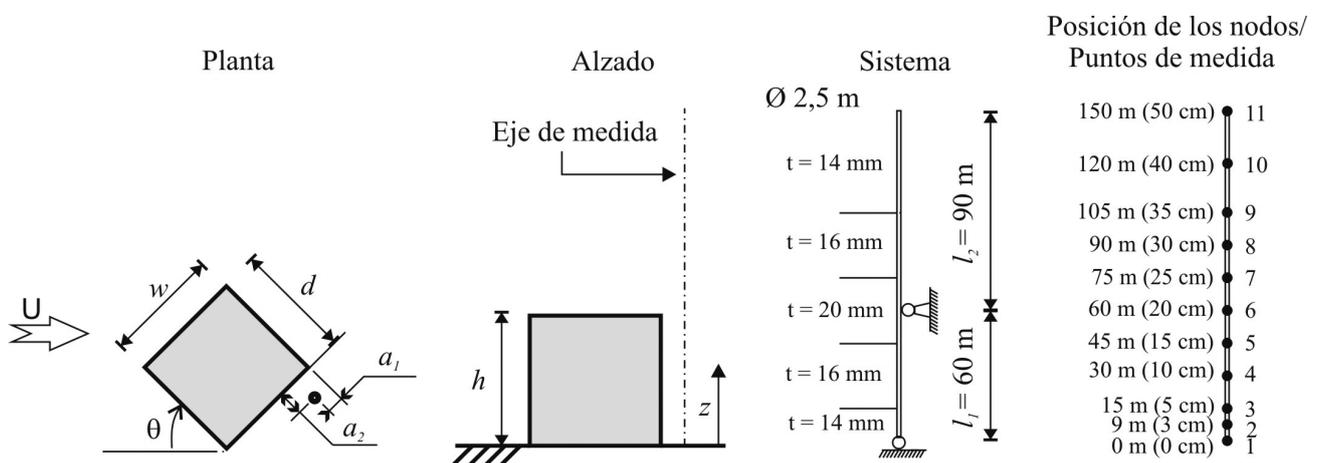


Figura 5. Definición de θ , posición de la sonda TFI Cobra y modelo en Elementos Finitos: sistema y nodos

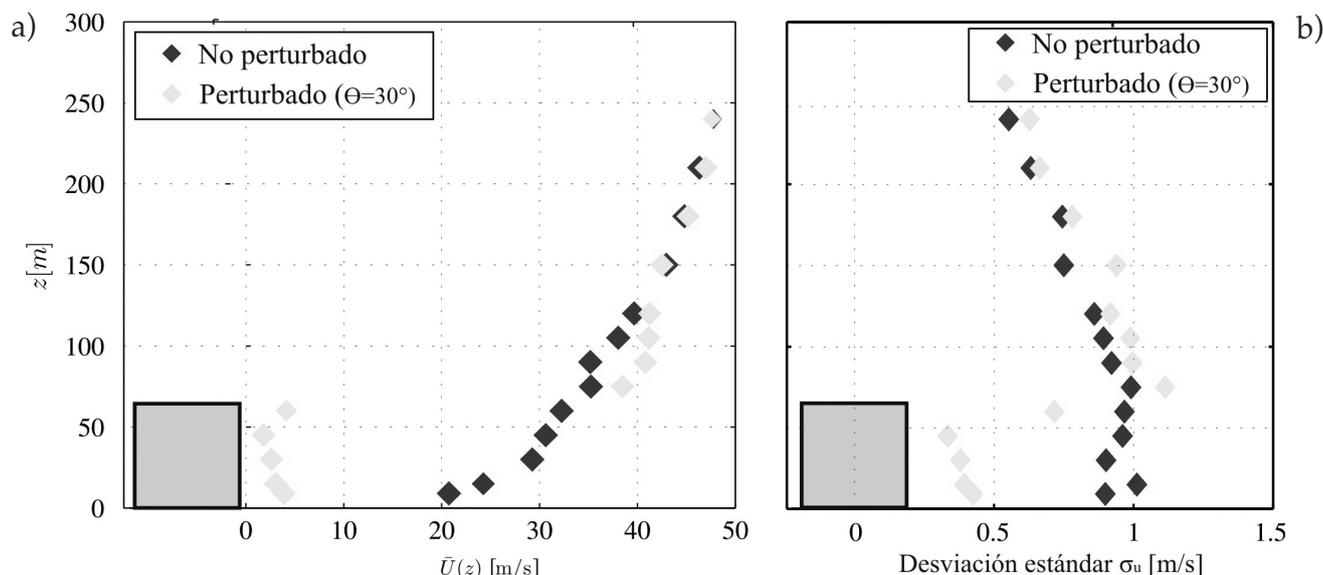


Figura 6. Perfiles de velocidad (a) y de desviación estándar (b) medidas con la intrusión del edificio ($\theta = 30^\circ$)

tudios realizados en túneles del viento sobre el desprendimiento de vórtices [6], demuestran que la sollicitación dinámica del viento es más desfavorable estando la chimenea cercana a la arista del edificio que en la mitad de él.

Se han estudiado un total de 15 ángulos de incidencia del viento θ diferentes. La rotación del sistema se realiza en torno al eje de medida.

En la Figura 6 se presentan los resultados del flujo perturbado con la introducción del modelo para un ángulo $\theta = 30^\circ$, comparándose éstos con los resultados obtenidos sin perturbación. Se observa claramente el efecto sombra producido detrás del edificio, reduciéndose la velocidad medida hasta valores cercanos al cero. En alturas por encima del techo del edificio, existe un claro incremento de la velocidad, que a medida que aumenta la altura vuelve a valores de la configuración no perturbada. Este incremento

se produce en mayor medida cuando la chimenea se encuentra a sotavento con respecto al edificio.

Si se comprueban los datos de la desviación estándar de la velocidad del viento medida (Figura 6b), puede observarse que la introducción del edificio produce un flujo de viento más alterado en cotas mayores y cercanas al techo del modelo. Más adelante se comprobará cómo estos aumentos de velocidad y turbulencia suponen un incremento en la respuesta de la estructura.

La Figura 7 muestra los espectros de turbulencia en la dirección longitudinal del viento a dos alturas diferentes para el ángulo de incidencia $\theta = 0^\circ$. Para poder comparar de forma efectiva estos resultados con respecto al flujo no perturbado, se normalizan los espectros con las variables provenientes de la configuración no perturbada. Para $z = 75$ m (Figura 7a) puede verse un aumento notorio de la energía en el vien-

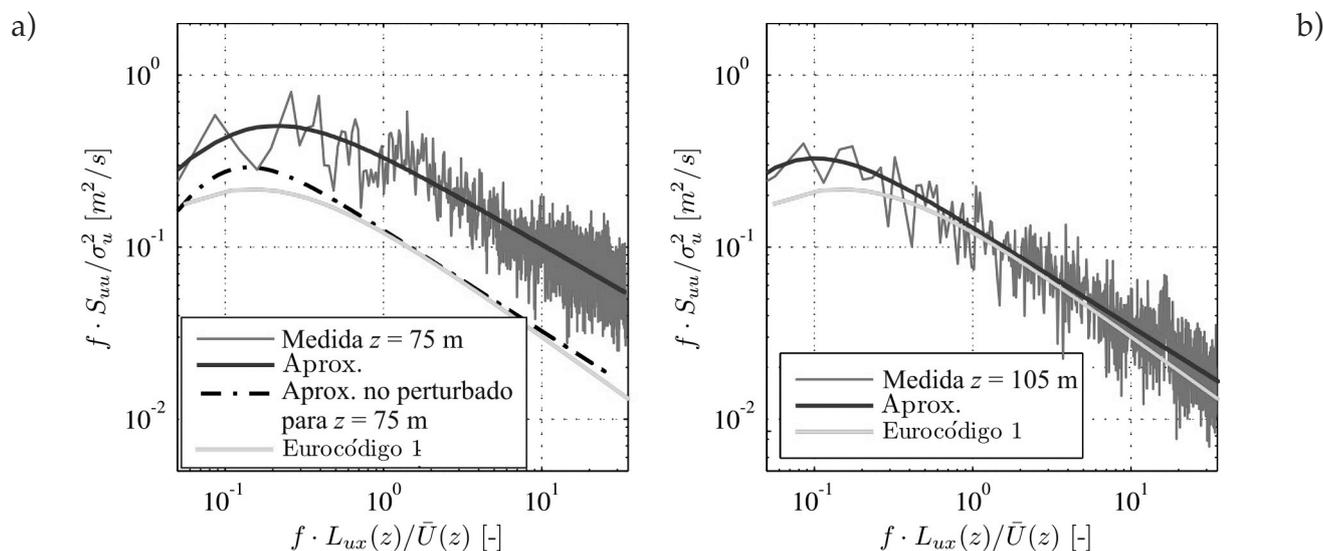


Figura 7. Espectros medidos del viento para $z = 75$ m (a) y $z = 105$ m ($\theta = 0^\circ$) (b)

to para todo el rango de frecuencias. Junto a la señal medida, se ha añadido la curva aproximada de ella, así como la curva aproximada de la señal medida a esa misma altura pero en condiciones de no perturbación de flujo (línea discontinua). Al igual que se ha visto anteriormente, a medida que aumenta la altura, la alteración se reduce volviendo a los valores iniciales bajo condiciones no perturbadas. Prueba de ello, es el espectro obtenido para $z = 105$ m (Figura 7b), donde ya no existe aumento de la energía.

5. SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA RESPUESTA DE LA CHIMENEA ARTICULADA BAJO CONDICIONES PERTURBADAS

Recogidos los datos del viento medidos en el túnel con flujo no perturbado y perturbado, se ha procedido al cálculo de las fuerzas actuantes sobre una chimenea industrial articulada debidas a la incidencia del viento. El proceso ha sido llevado a cabo mediante un modelo de elementos finitos.

El cálculo dinámico ha sido realizado en el dominio del tiempo, ya que se desea tener en cuenta el amortiguamiento aerodinámico completo. Éste, es producido por las fuerzas viscosas del aire actuantes contra el movimiento propio de la estructura debido al viento incidente sobre ella. Por ello, en la ecuación diferencial del movimiento, éste efecto se corresponde con una fuerza actuante de sentido contrario:

$$M\ddot{x}(t) + D\dot{x}(t) + K(x)x(t) = F(w(t) - \dot{x}(t)) \quad (7)$$

La simulación del comportamiento de la estructura ha sido desarrollada por completo con el programa MATLAB. Los programas comerciales no son capaces en muchas ocasiones de modelar completamente bien las cargas de viento reales y por eso los autores trabajan con programación propia hecha en MATLAB. El análisis no-lineal en el dominio temporal se realiza resolviendo la ecuación mediante un método de integración directa (el método elegido es el de Houbolt).

La chimenea modelada es de acero y tiene 150 metros de altura y 2,5 metros de diámetro (Figura 5). Posee además un espesor variable con la altura desde 14 a 20 mm. Se trata de una chimenea articulada al suelo y unida al techo del edificio industrial adyacente. La unión se encuentra a una altura de 60 metros. El modelo está formado por 10 elementos tipo viga con 6 grados de libertad en cada nodo. Los elementos elegidos siguen la hipótesis de Timoshenko permitiendo deformaciones a cortante. Los nodos están situados a la misma altura que los puntos de medición para que las fuerzas aplicadas en los nodos provengan directamente de los datos medidos de las alturas correspondientes.

Partiendo de los datos recogidos en las diferentes alturas de velocidad media e intensidad de turbulencia, así como de los espectros aproximados a partir de los espectros medidos, se generan secuencias temporales artificiales de señales de viento en base a la teoría de las vibraciones estocásticas [7]. Esta generación sintética se realiza utilizando métodos numéricos para solventar los problemas de no correlación existentes al no procederse a la medida de viento en los diferentes nodos al mismo tiempo (solo se ha dispuesto de una única sonda TFI Cobra). De las secuencias temporales de velocidad del viento en los nodos, se obtienen las secuencias temporales de fuerzas del viento actuantes en los nodos bajo suposición de condiciones cuasi-estacionarias. Ello se calcula a través de la siguiente expresión:

$$F(t) = \frac{\rho}{2} \cdot c_D \cdot A \cdot u(t)^2 \quad (8)$$

Los valores del coeficiente de resistencia aerodinámica c_D se obtienen de las normativas o ensayos en túneles de viento. En nuestro caso, el coeficiente se obtiene de la normativa. En [1] se muestra una curva gráfica del valor del coeficiente en función del número de Reynolds, que a su vez es función de la velocidad y del diámetro.

Tras la generación de series temporales artificiales de velocidad del viento, la condición de flujo cuasi-estático ayuda a producir series temporales de fuerzas externas actuantes sobre los nodos. El cálculo en el dominio del tiempo, nos permite obtener los resultados de fuerzas y momentos producidos en la estructura para cada incremento de tiempo.

Siguiendo la teoría de vibraciones estocásticas, se ha llevado a cabo un análisis de valores extremos [8] para darle una mayor entidad estadística a los resultados obtenidos de la simulación.

Para poder comparar cuantitativamente los resultados obtenidos, se compara el resultado obtenido de simulación de una chimenea articulada bajo condiciones de flujo no perturbado respecto a una bajo flujo perturbado. Dentro de esta última, el análisis se lleva a cabo para cada ángulo de incidencia θ .

La Figura 8 muestra el reparto de los momentos flectores y fuerzas laterales máximas y mínimas producidas por la acción del viento en la chimenea modelada. Como puede observarse en la figura, para un ángulo de incidencia $\theta = 30^\circ$, los momentos flectores transmitidos a la unión situada en el techo del edificio industrial aumentan hasta un 14 % por el efecto interferencia. El aumento en las fuerzas laterales también es igual de notorio. La razón de este incremento reside en el aumento de la velocidad por encima del edificio respecto a la configuración no perturbada

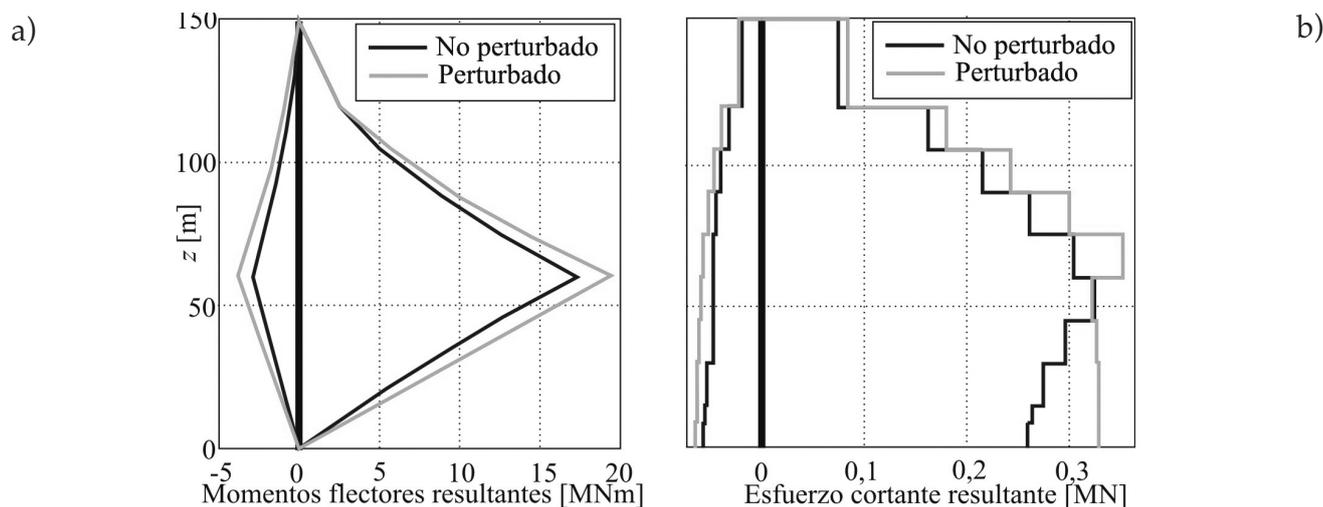


Figura 8. Momentos flectores (a) y fuerzas laterales resultantes (b) obtenidos de la simulación ($\theta = 30^\circ$)

(Figura 6a), así como al aumento de la energía de la turbulencia del viento a lo largo de la frecuencia (Figura 7a).

6. CONCLUSIONES

La investigación presentada en este artículo demuestra la influencia que posee un edificio adyacente a una chimenea industrial en términos de solicitaciones dinámicas provenientes del viento. Los códigos de diseño actuales no tienen en cuenta a la hora de un diseño económico y eficaz el papel que desempeñan los edificios cercanos en la cargas de ráfaga de estas estructuras esbeltas. El fenómeno, conocido como efecto interferencia, sólo se tiene en cuenta en la normativa para cuerpos estructurales de misma altura y de sección circular (chimeneas en línea) y por ello la combinación chimenea-edificio, ambos de diferente altura, ha quedado hasta ahora siempre fuera de la normativa.

Por ese motivo se han llevado a cabo diferentes ensayos en el túnel de viento de capa límite del Instituto de Construcción de Acero de la Universidad Técnica de Braunschweig. Se ha simulado un campo de velocidades con un grado de turbulencia equiparable a un terreno a las afueras de la ciudad, de forma exitosa, mediante generadores de turbulencias y elementos de rugosidad. Bajo estas condiciones de no perturbación, se han medido los perfiles de velocidad media y de turbulencia en trece alturas diferentes. La escala integral de longitud así como los espectros del viento a diferentes alturas se encuentran en rangos equiparables a los de los códigos de diseño y los de la literatura. A continuación, la interferencia producida por un edificio contiguo se ha modelado introduciendo en la sección de medida una maqueta del edificio industrial seleccionado. Con ella, bajo condiciones perturbadas, se han vuelto a medir perfiles de velocidad, de turbulencia y espectros a diferentes alturas en un eje de medida situado en una de las esquinas del edificio industrial. El viento, por su natu-

raleza aleatoria ha de ser medido en todas las direcciones y por ello, usando una mesa giratoria, se han realizado las medidas para 15 direcciones de viento diferentes. A partir de ellas se ha comprobado que para alturas por encima de la altura del edificio, el viento se incrementa notablemente respecto a su condición no perturbada, aunque ese incremento es solo aparente en situaciones donde la chimenea se encuentra a sotavento con respecto al edificio. El aumento de velocidad perdura hasta una altura aproximadamente del doble de la altura del edificio. El espectro de potencia de velocidad del viento aumenta considerablemente a lo largo de la frecuencia para alturas por encima del edificio industrial hasta una altura de aproximadamente 105 metros. El espectro, que simboliza el reparto energético de la ráfaga del viento a lo largo de la frecuencia, depende indirectamente del grado de turbulencia de la señal.

Con los datos medidos en el túnel de viento se ha realizado un análisis numérico con elementos finitos en base a la teoría de las vibraciones estocásticas. En el análisis se ha modelado una chimenea industrial de acero de 150 metros de altura y 2,5 metros de diámetro, articulada en la base y unida al techo del edificio.

El cálculo, llevado a cabo en el dominio temporal bajo condiciones de viento de flujo cuasi-estacionario, ayuda a comparar de forma cuantitativa las condiciones perturbadas frente a las no perturbadas. Del análisis dinámico realizado sobre la chimenea, se puede observar cómo para un ángulo de incidencia del viento de $\theta = 30^\circ$, los momentos y fuerzas laterales resultantes en el apoyo intermedio aumentan hasta un 14 % con respecto a las condiciones de no perturbación. Este aumento, es debido al incremento de la velocidad que se produce por encima del edificio industrial junto a un aumento notorio de la energía del viento, visible en los espectros de potencia. Sobre la base de lo estudiado en este proyecto puede afirmarse que es necesario ampliar los códigos de diseño propuestos en las normativas europeas para que

contemplen procedimientos de diseño efectivo ante solicitaciones de viento en caso de producirse interferencia entre cuerpos de diferentes alturas y geometrías. La forma del cuerpo que produce la interferencia debería de ser estudiada con más detenimiento. Es lógico pensar que cuerpos con cantos redondeados o de forma esférica puede que produzcan una interferencia más favorable en términos aerodinámicos.

Por otro lado, el factor estructural $c_s c_d$ es sólo calculable en las normativas para estructuras en voladizo y que posean un modo de vibración de signo constante, por lo tanto, la norma no contempla una realidad que ocurre en casi el 50% de los casos reales. Por ello es necesario proponer en el futuro otro tipo de solución matemática a la ecuación de la obtención del factor estructural $c_s c_d$ (proveniente de la solución cerrada de Solari [9]) ampliándola a sistemas estructurales con modos de vibración de signo alterado. Como se ha comprobado en este estudio, el fenómeno de interferencia tiene una influencia directa sobre el espectro del viento y por tanto debe de jugar además un papel en la obtención del factor dinámico c_d .

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen muy sinceramente la ayuda prestada al proyecto de investigación al Departamento de Educación, Universidades e Investigación del Gobierno Vasco así como a CICIND (International Committee on Industrial Chimneys).

REFERENCIAS

- [1] EN 1991-1-4: 2005. *Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions*. Brussels: CEN, 2005.
- [2] DIN 1055-4: 2005-03. *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2007.
- [3] WtG-Merkblatt. *Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik*. Aachen: WtG, 1994.
- [4] RUSCHEWEYH, H. *Dynamische Windwirkung an Bauwerken [Dynamic Wind Effects on Structures]*. Berlin: Bauverlag, 1982. 276 p.
- [5] COUNIHAN, J. "Adiabatic Atmospheric Boundary Layers: A Review and Analysis of Data from the Perios 1880 – 1972". *Atmospheric Environment*. 1975, vol. 120, n° 10, p. 871-905.
- [6] RUSCHEWEYH, H. "Aerodynamic interference effects between buildings and structures". *Wind Effects on Building and Structures*. Rotterdam: Riera & Davenport, 1998. p. 227-242.
- [7] CLOBES, M. *Identifikation und Simulation instationärer Übertragung der Windturbulenz im Zeitbereich [Identification and simulation of the unsteady buffeting admittance in the time-domain]*. Aachen: Shaker Verlag, 2008. 196 p. ISBN 978-3-8322-7206-7
- [8] DAVENPORT, A.G. "Note on the Distribution of the Largest Value of a Random Function with Application to Gust Loading". *Proceedings of the London Institution of Civil Engineering*, 1964, vol. 28, n°2, p.187-196.
- [9] SOLARI, G. "Alongwind response estimation: closed form solution". *Journal of the Structural Division ASCE*. 1982, vol. 108, n° 1, p. 225-244.

LISTA DE NOTACIÓN

$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$.

θ = Ángulo de incidencia del viento.

ρ = Densidad del aire (1,25 Kg/m³).

A = Área transversal.

a_1, a_2 = Distancia a la arista del edificio (26 y 30 mm respectivamente).

$c_{1...6}$ = Coeficientes de la ecuación de aproximación (ec. 6).

c_D = Coeficiente de resistencia aerodinámica.

$c_r(z)$ = Factor de rugosidad (EC1 [1], ec. 4.4).

$c_o(z)$ = Coeficiente topográfico (valor unidad).

d = Profundidad del edificio cúbico (21,2 cm).

$F(t)$ = Fuerza actuante del viento (ec. 8).

f = Frecuencia en Hz.

f_L = Frecuencia normalizada.

h = Altura del edificio cúbico (21,2 cm).

$I_u(z)$ = Intensidad de turbulencia (ec. 2).

k_t = Factor de turbulencia. (valor unidad).

L_t = Longitud de referencia (300 m).

$L_u(z)$ = Escala integral de longitud de turbulencia (ec. 3).

$R_{uu}(z)$ = Función de autocorrelación.

$S_{uu}(z, f)$ = Espectro de potencia del viento en dirección longitudinal (ec. 6).

T_{ux} = Escala integral de tiempo (ec. 5).

v_b = Velocidad básica del viento a 10 m de altura para un terreno de categoría tipo II.

$v_m(z)$ = Velocidad media del viento (ec. 1).

w = Anchura del edificio cúbico (21,2 cm).

z_o = Longitud de rugosidad (EC1 [1], tabla. 4.1).

z_t = Altura de referencia (200 m).

RELACIÓN DE EVALUADORES DE HORMIGÓN Y ACERO EN EL TRIENIO 2009-2011 (VOL. 60 - 62)

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)
Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	Javier León González (FHECOR, Madrid)
Gonzalo Arias Hofman (INES Ingenieros, Madrid)	Rafael López Palanco (ETS ARQUITECTURA - US, Sevilla)
José M ^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)	José Antonio Lombart Jaques (EIPSA, Madrid)
Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER, Madrid)	Antonio José Madrid Ramos (PROES, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	José Luis Martínez Martínez (INES Ingenieros, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)
Luis Casas López-Amor (ARQUING, Madrid)	Francisco Morán Cabré (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)
Antonio Cladera Bohigas (UNIV. ILLES BALEARS, Palma)	Luis M ^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)
Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)	Miguel Ortega Cornejo (IDEAM, Madrid)
Ramón del Cuvillo Jiménez (Ingeniero de Caminos, Madrid)	Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)
Manuel Fernández Cánovas (ETS CAMINOS - UPM, Madrid)	Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)	Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)
Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)	Luis Peset González (DRAGADOS, Madrid)
David Fernández-Ordóñez Hernández (PREFABRICADOS CASTELLO, Madrid)	Florencio del Pozo Vindel (PROES, Madrid)
Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)	Jordi Revoltós Fort (EIPSA, Madrid)
Silvia Fuente García (CARLOS FDEZ. CASADO, Madrid)	Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)
Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Fernando Rodríguez García (FHECOR, Madrid)
José Manuel Gállego Estévez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)	Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)
Marta García Guillot (INES Ingenieros, Madrid)	Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)
Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)	Juan Sagasetta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)
José María Goicolea Ruigómez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Álvaro Serrano Corral (MC2, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)	Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)
Miguel Gómez Navarro (ES ARTE Y ARQUITECTURA - UEM, Madrid)	José M. Simón-Talero Muñoz (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)
	Julio Vaquero García (IPAC, Madrid)
	Concepción Velando Cabañas (RETINEO, Madrid)
	Luis Villegas Cabredo (UNIVERSIDAD DE CANTABRIA, Santander)

INFORME ANUAL ESTADÍSTICO DEL PROCESO EDITORIAL DE HORMIGÓN Y ACERO (2011)

	Cantidad	%
Número de artículos recibidos	48	100
Número de artículos en proceso	17	35
Número de artículos tramitados	31	65
Número de artículos tramitados aceptados	28	90
Número de artículos tramitados rechazados	3	10
Número de artículos recibidos por secciones	48	100
- Realizaciones y Proyectos	16	33
- Conservación y Explotación	8	17
- Investigaciones y Estudios	24	50
Número de artículos aceptados por secciones	28	100
- Realizaciones y Proyectos	11	39
- Conservación y Explotación	1	4
- Investigaciones y Estudios	16	57
Número de artículos publicados	21	44
Número total de páginas publicadas (incluye noticias, anuncios, normas de publicación, etc.)	456	100
Número total de páginas publicadas de artículos originales e inéditos	352	77
Plazo medio de publicación (desde recepción hasta publicación)	413	días naturales
Plazo medio de evaluación (desde recepción hasta aceptación o rechazo)	292	días naturales
Plazo medio de evaluación (desde envío hasta recepción del evaluador)	40	días naturales
Número de evaluadores por artículo	2 revisores	83
	3 revisores	13
	4 revisores	4
Número medio de evaluaciones por artículo	2,21	
Número de artículos evaluados por revisor	1,80	

Talavera de la Reina cable-stayed bridge*

Ramón Sánchez de León⁽¹⁾, Cristian Bernal Pérez⁽¹⁾ and Francisco Sánchez de León⁽¹⁾

Received: 06-10-2011
Accepted: 31-01-2012

Summary

The new cable-stayed bridge over the River Tagus at Talavera de la Reina forms part of the south by-pass built by the Regional Government of Castile-La Mancha to improve the connections between the city core and its south-east districts and access roads. This new thoroughfare crosses the main channel of the river on a pierless cable-stayed bridge, in keeping with the solution imposed by the environmental impact statement. The approach, in turn, extends across the flood plain.

The bridge is unique for both its dimensions and layout. It has a single 318-m span, a 36-m wide, 2.70-m deep deck bearing two, two-lane carriageways, plus walkways, a bicycle lane and a 4-m wide central reserve.

The bridge is stayed by four planes of cables, with 38 stays per plane. Two of the planes support the deck and the other two comprise back stays. These 152 stays generate a very statically indeterminate structure.

The support stays are anchored on the two sides of the deck, spaced at 7 m longitudinally and 28 m transversely. The two planes of back stays, which fan out from the pylon for stability, are anchored in underground anchor blocks that act as counterweights.

The single slanted pylon towers 192 m over the pile cap at a 22° angle from the vertical. This slender structure varies in depth from 14.5 m at the base to 4 m at the crown, with a constant 4-m width. The crown houses a lookout accessed from a lift that runs along the outside of one of the sides of the pylon.

Both the deck and the pylon are made of white high-strength concrete with characteristic strength values of up to 80 MPa.

The cables are anchored to a steel cage bolted to the concrete inside the pylon. This cage absorbs the balancing forces between the support and back stays, while transferring the axial load to the pylon.

The deck is a box girder with four high-performance concrete webs dimensioned to lighten the weight. The deck is under substantial axial force in the area around the pylon due to the load received from the stays. At the final third of the span, where bending forces are highest, the deck is prestressed longitudinally at mid-width. The bottom slab bears transverse prestressing and steel diagonals constituting transverse diaphragms are spaced at 7 m longitudinally along the deck to transfer the loads from the centre webs to the side stays.

The bridge has deep foundations consisting of 56 2.50-m diameter piles running 30 m into the ground and capped by a continuously cast, jointless structure measuring 36 m by 32 m horizontally and 6 m in depth.

The deck was built over an artificial peninsula where provisional piers supported the deck sections under construction until the cables were anchored and stressed. The pylon was built with self-climbing formwork. Its stays were positioned and stressed and the provisional piers were removed as construction advanced. The cables were stressed in two stages followed by final adjustments to minimise the loads on the structure during the process.

The cable-stayed bridge is approached from a viaduct consisting of two parallel decks 408 m long, with twin white prestressed concrete box girders 16.50 m wide and 2.70 m deep. The centre seven of the viaduct's nine spans measure 48 m and the two end spans 36 m. In the plan view, its layout begins at the bridge, whose straight section connects to a transition curve. This is followed by a second more sharply curved section with a 650-m radius that accounts for most of the length of the viaduct. The piers and abutments have deep foundations consisting of 1.50-m diameter piles. Seven of the viaduct spans were built using conventional formwork and two with self-supporting formwork, one to provide for lorry traffic and the other to cross a second channel of the River Tagus.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 7-47.

(1) ESTUDIO AIA, S.A. (Toledo, Spain).

Corresponding author: rsanchezdeleon@estudioaia.com

Translation: Margaret Clark

The Critical Shear Crack Theory as a physical model for punching shear design and its implementation into new Model Code 2010*

Miguel Fernández Ruiz⁽¹⁾, Juan Sagaseta Albajar⁽²⁾ and Aurelio Muttoni⁽¹⁾

Received: 28-01-2011

Accepted: 20-04-2011

Summary

The strength and deformation capacity of flat slabs supported by columns is typically governed by their punching shear strength. Failures in punching can be very brittle (for slabs without transverse reinforcement and with moderate to large amounts of flexural reinforcement) and their limited capacity for redistribution of internal forces can lead to the progressive collapse of the structure.

Due to the significance of this failure mode, punching shear has been the object of intense experimental and theoretical efforts since the 1950's. In the past, several design approaches have been developed. These methods are either based on empirical approaches (fitting to experimental evidence) or on mechanical models (based on physical theories). Although mechanical models are more consistent and provide the engineer with an understanding of the physical phenomenon of punching shear, a number of current design codes (EC-2, ACI 318, EHE-08) are still based on empirical models for simplicity reasons.

The Model Code 90 was also based on an empirical model with reference to punching shear design. The provisions for the new Model Code 2010 have however been significantly modified in order to ground the code provisions on a physical model, the Critical Shear Crack Theory (CSCT). This theory allows considering shear and punching shear behaviour in members with and without transverse reinforcement and its use for design has shown to be simple and to provide accurate results.

The basic principles of the CSCT were introduced for the first time in the Draft code proposal (1985) of the Swiss code for structural concrete SIA 162. Further improvements of the theory for shear in one- and two-way slabs were also included into the new version of the Swiss code for structural concrete SIA 262 (2003), which can be considered to be fully based on this theory with respect to shear design of members without stirrups. A series of recent experimental and theoretical works have provided justification of its mechanical model and have also extended its use to members failing in shear after development of plastic strains in the flexural reinforcement, shear-reinforced slabs, punching of bridge deck slabs, punching of slab-column joints under high column loads, punching under non axis-symmetric conditions or prestressed slabs.

It is interesting to note that, since the theory is based on a physical model, the accuracy on the strength estimate depends on the level of approximation of the hypotheses applied to the mechanical model. Taking advantage of this fact, the CSCT has been implemented into the new Model Code draft following a levels-of-approximation approach. Such design approach proposes to adopt simplified and safe hypotheses for design of new structures. This allows one obtaining safe (but sufficiently accurate) designs with a low effort of calculation. For the assessment of existing structures or in some cases for design of complex structures, the accuracy of the strength estimate can be gradually increased by refining the hypotheses on the mechanical model. This requires devoting more time to the analysis, but allows increasing the accuracy of the estimate of the strength and may avoid expensive strengthening or retrofitting.

The results of the CSCT have been checked against tests found in the literature as well as 146 punching shear tests specifically performed at École Polytechnique Fédérale de Lausanne over the past 10 years. These tests have been carried on specimens with size and loading conditions similar to those of actual flat slabs. Thanks to these test campaigns, the main hypotheses of the theory have been validated and some behaviours predicted by the theory (as the slenderness effect or the activation of the shear reinforcement in flat slabs) have been confirmed.

In this paper, the mechanical model of the CSCT is thoroughly explained and justified as well as the main hypotheses typically adopted for design of new structures. On that basis, it is explained how the theory can also be consistently used for a number of cases, by accounting for the peculiarities of each situation in the mechanical parameters of the model. The paper also discusses the applications of the theory to design of practical cases.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 49-63.

(1) École Polytechnique Fédérale de Lausanne, ENAC (Lausanne, Switzerland).

(2) University of Surrey, Division of Civil, Chem.and Env. Engineering (Guildford, United Kingdom).

Simultaneous buckling of bridge piers: algorithm applied in push-over analysis for the seismic design of the pylons on Bucaramanga Bridge in Colombia*

Celso Iglesias Pérez^(1, 2), Guillermo Ayuso Calle⁽¹⁾, Antonio Cano Fernández-Carrión⁽¹⁾ and Raúl González Aguilar⁽¹⁾

Received: 19-04-2011

Accepted: 21-07-2011

Summary

This paper describes the use of a non-linear calculation tool to obtain capacity curves for the design of a cable-stayed bridge in a seismic area.

The first part of the article summarises the basic characteristics of the software developed and provides a conceptual explanation of its use. The second discusses a practical example of the application of the tool in push-over analysis to plot the capacity and demand curves for a cable-stayed bridge exposed to seismic action.

The paper therefore serves a three-fold purpose.

1. It introduces the algorithm used to test the overall stability of bridge piers, i.e., their stability as members integrated in the bridge structure as a whole.
2. It proposes a more general version of the standard moment-curvature method.
3. It discusses the use of the tool to calculate the capacity curves for Bucaramanga Bridge, a cable-stayed structure spanning 292 m and resting on piers 50 and 70 m high (the total height of the tallest pylon is 133 m).

With this tool, assuming confinement in certain pier cross-sections, earthquake-induced plastic hinges can be included in the calculations and the degree of ductility in the structure determined. It consequently constitutes a practical method for applying push-over analysis to bridge piers.

Structural bearing capacity is estimated with non-linear static analysis, taking the non-elastic properties of the materials present in each member (piers in this case) into consideration. Bearing capacity is represented as the relationship between the percentage of the total seismic force applied to the structure induced by seismic inertia and the displacement at a control point (positioned at the top of each pier). This capacity curve is plotted assuming that it represents the primary and prevalent failure mode in the direction chosen (longitudinal or transverse).

This type of approximate procedures reduces dynamic non-linear time history calculation to static non-linear (=push-over) calculation, providing a very powerful tool for designing structures exposed to seismic action.

The drawback to more general time history methods is that post-processing the findings is extremely inconvenient and time-consuming. At the same time, like other non-linear methods, they are difficult to use as design-dimensioning tools for this type of structures.

In fact, non-linear time history software is useful only to verify the soundness of "pre-dimensioned" structures. Otherwise, if the dimensions defined are incorrect, the non-linear algorithm fails with little or no indication of why or what decisions must be made to ensure satisfactory strength in all the members of the structure.

Once the seismic load-control point displacement curve is plotted, the problem posed is how to obtain the seismic demand curves for the structure. These curves are determined from the acceleration response spectrum for the seismic motion.

The starting data to solve the problem are the outputs from the modal pushover analysis method used here, which consist of a series of decreasing natural periods (increasing vibration frequencies) and their associated natural modes. These data are the basis for identifying the natural (longitudinal or transverse) vibration modes of the series that prevails in the structural response to the (longitudinal or transverse) seismic stress considered. The demand curve is then plotted by performing a number of approximations for converting the multiple degrees of freedom (MDOF) system into an equivalent one degree of freedom (1 DOF) system for the vibration mode considered (in this case, longitudinal or transverse structural bending). The method yields the correct value of the maximum expected displacement in the structure for the specific instance of a one degree of freedom system reacting within the linear elastic range.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 65-82.

(1) Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, Spain).

(2) Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: ciglesias@cfcsl.com

Seismic design of reinforced concrete framed buildings using energy-based amplification factors*

Juan Carlos Vielma Pérez⁽¹⁾, Alex H. Barbat⁽²⁾ and Sergio Oller⁽²⁾

Received: 09-05-2011

Accepted: 05-07-2011

Summary

The procedures applied in structural analysis today are based on elastic behaviour, in which seismic action is computed from elastic spectra, reduced by the application of behaviour factors adopted in keeping with the typology of the structure and its capacity to dissipate energy. These behaviour factors can be used to study structures when pushed into the inelastic range during severe earthquakes, for structures are not designed to behave elastically because of the very high costs involved.

The acknowledged aim of standards is to limit the damage to structures during loading in the inelastic range. Damage is generally controlled by limiting inter-storey drift, from which the damage to certain members can be quantified, particularly when the fundamental quake-resistant criterion for portal frame structures, the strong column-weak beam criterion, is applied. Inter-storey drift is calculated as the difference between the maximum probable displacement in two consecutive storeys, normalised to the height of the storey. Accurate determination of inelastic displacement and guaranteeing that it represents the structural response to severe earthquake action are consequently essential.

The present paper proposes a seismic dimensioning procedure that uses amplification factors found from the energy balance. The energy balance aims to equate the energy calculated with the non-linear response to the energy found with elastic analysis. This balance is the starting point for determining displacement amplification factors based on the characteristics of the non-linear response: ductility and the reserve strength in the structure. The procedure proposed was tested with a series of reinforced concrete buildings having from three to twelve storeys and a varying number of spans, designed and detailed to EC-8 specifications to attain ductile behaviour during high seismic hazard (0.3 g). The buildings were dimensioned with a column index to be able to control inter-storey drift with a dimensionless coefficient readily incorporated into normal standard-compliant design.

The dynamic action applied during this exercise was defined by means of six synthetic accelerograms compatible with the elastic spectrum. The buildings were modelled assuming non-linear geometry and constituents. The accelerograms were duly scaled to reproduce the hazard level associated with three damage limit states: serviceability, repairable damage and collapse prevention. The overall inter-storey drift resulting from non-linear analysis showed that the response of the buildings designed using energy balance-based amplification factors did not exceed any of the respective damage thresholds, irrespective of the number of storeys or spans involved. Further exploration of the procedure described is recommended, via application to other structural typologies used in quake-resistant design.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 83-96.

(1) Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (Barquisimeto, Venezuela).

(2) Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, Spain).

Corresponding author: jcvielma@cimne.upc.edu

Translation: Margaret Clark

Interference effect of industrial buildings on the buffeting wind loading of slender chimneys*

Mathias Clobes⁽¹⁾, Hodei Aizpurua Aldasoro⁽¹⁾ and Thomas Höbbel⁽¹⁾

Received: 17-06-2011
Accepted: 03-08-2011

Summary

As very slender members, industrial chimneys are highly sensitive to wind action. Many such chimneys are sited in industrial areas and surrounded by buildings, whose presence may induce very significant changes in the field of wind velocities and spectra acting on these structures. Known as the interference effect, this alteration is addressed in the legislation only for cylindrical bodies of the same height (aligned chimneys).

With a view to cutting costs, however, many builders decide to secure chimneys to the roofs of industrial buildings, substantially reducing the moments transferred to the base. Standards such as EC1 for the design of wind-resistant structures fail to take the possibility of an intermediate support into consideration. Since the procedure for calculating the $c_s c_d$ structural factor is only allowed for structures with a constant sign in their first vibration mode, it cannot be used for structures with an intermediate hinge.

The Braunschweig University of Technology's Institute for Steel Structures, in conjunction with the CICIND (International Committee on Industrial Chimneys) is studying the impact of the interference effect on buffeting in slender chimneys. This research has entailed conducting a number of trials in the institute's boundary layer tunnel. These trials were preceded by modelling a field of velocities to represent terrain on the outskirts of cities, where most industrial chimneys are sited. The mean velocity, turbulence intensity, integral length scale and power spectra profiles used were largely consistent with the curves proposed in the existing standards. The geometric scale between the tunnel and nature was 1:300. The conditions that give rise to the interference effect were simulated by placing a scale model of a 63-metre tall industrial building alongside the chimney in the tunnel. The flow of the disturbed air was then measured at three heights. Moreover, in light of the random nature of wind, the measurements were made for 15 wind directions. The velocity data were measured with a TFI Cobra sensor, which can measure wind velocity in the three spatial directions at test frequencies of up to 2 000 Hz. The findings showed that for certain wind directions, the wind speed declined with respect to the undisturbed flow at elevations below the total building height due to its shadow effect. At the same time, at heights above the top of the building, considerable wind acceleration was observed, which declined with rising elevation, eventually returning to the undisturbed values. The power spectra, in turn, showed that for heights immediately over the top of the building, the power of the wind signal rose across the entire range of frequencies. This alteration also declined with rising elevation.

A finite elements application developed with the tunnel data was used to calculate the effect of buffeting on a steel chimney. The numerical simulation was based on stochastic vibration theory and a time series for buffeting was calculated from the tunnel findings. The model assumed a quasi-stationary flow to compute the forces acting on the nodes, and the forces and resulting moments on the chimney found for the undisturbed and disturbed flows were compared. In the presence of the interference effect, the reactions in the chimney induced by buffeting were observed to be up to 14 % greater than the velocity fields in its absence.

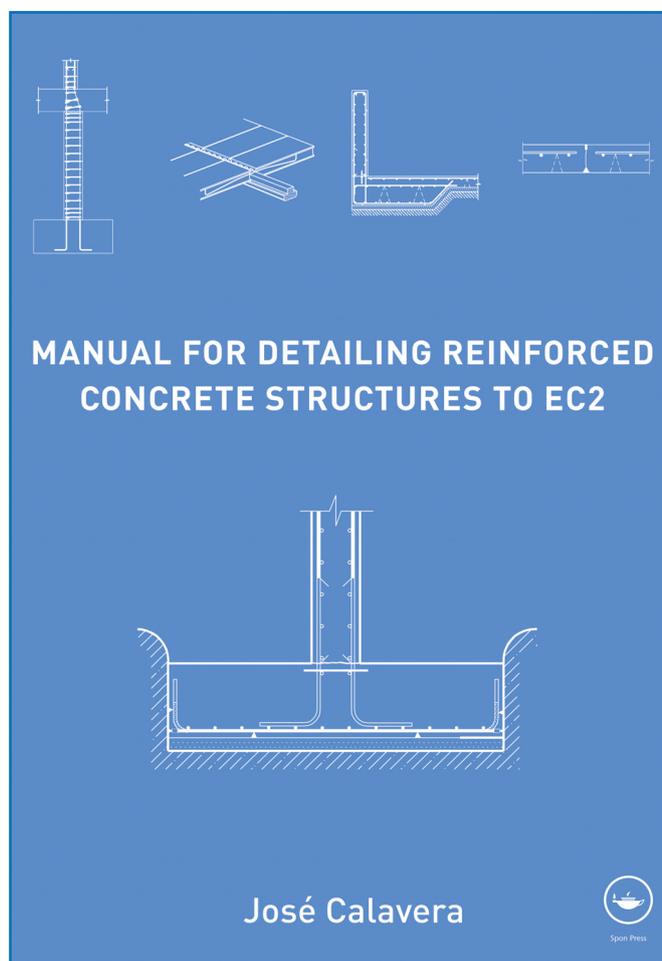
* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 97-105.

(1) Technische Universität Braunschweig, Institut für Stahlbau (Braunschweig, Germany).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: h.aizpurua@is.tu-braunschweig.de

Publicación de un Manual de detalles constructivos de estructuras de hormigón armado de acuerdo con el Eurocódigo EC-2 del Profesor Calavera



Ha sido publicado recientemente por parte de la editorial Spon Press (Grupo Taylor & Francis) el libro *Manual for detailing reinforced concrete structures to EC-2*, escrito por el Prof. José Calavera, expresidente y miembro honorífico de ACHE y Profesor Emérito de la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Los detalles constructivos son una parte esencial del proceso de proyecto con un impacto notable, no sólo en la calidad del mismo y de la propia obra sino en el mantenimiento y durabilidad de la estructura. Este manual, heredero natural del elaborado en su día por el mismo autor de acuerdo con la Instrucción española EHE, resulta de gran interés para los técnicos y profesionales que trabajan en el diseño de estructuras de hormigón armado en general, y para los españoles en particular, dada la relativamente escasa difusión alcanzada hasta ahora entre nuestros especialistas por el Eurocódigo (EC-2) y las perspectivas de que esta situación vaya modificándose en el futuro.

Editado en formato A4, el libro trata en una primera parte una serie de reglas generales de doblado, colocación, anclaje y soldadura de armaduras para, en la segunda y más amplia parte del mismo, presentar **213** detalles de elementos estructurales, a doble página, dedicando la página izquierda a los dibujos y planos de cada detalle tratado y la de la derecha a comentarios y recomendaciones relativos al detalle correspondiente, así como a señalar referencias a los Eurocódigos apropiados y a otras normas y bibliografía.

Esta segunda parte agrupa los detalles seleccionados por el Prof. Calavera en los 15 apartados siguientes:

1. Cimentaciones.
2. Muros de contención y muros de sótano.
3. Pilares y nudos.
4. Muros portantes, pantallas y núcleos sometidos a cargas axiales.
5. Vigas y dinteles.
6. Losas, forjados unidireccionales, forjados prefabricados y aligerados.
7. Forjados sin vigas.
8. Escaleras.
9. Apoyos.
10. Ménsulas y apoyos a media madera.
11. Pavimentos y galerías.
12. Chimeneas, torres y pilas huecas cilíndricas.
13. Silos, cajones y pilas huecas rectangulares.
14. Depósitos, tanques y piscinas.
15. Detalles constructivos especiales para zonas sísmicas.

El libro se completa con un listado de las 46 publicaciones a las que se hace referencia en el mismo y otro de términos con indicación de las páginas en las que aparece cada uno. Viene acompañado de un CD-ROM conteniendo los archivos de AutoCAD de todos los detalles constructivos, que pueden ser directamente desarrollados y adoptados para proyectos específicos.

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 del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los

originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la Revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

- Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.
 - Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.
2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..
 3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
 4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr.* Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, 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 imprimen en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información 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 prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. 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 82 100 y UNE 82 103.

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 incompreensión. 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 presentarse en español e inglés, 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, en español e inglés, 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 los artículos recibidos 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*.

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 (proyctista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.



HORMIGÓN Y ACERO Instructions for authors

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the "ACHE Corner" section of the journal. Such papers may consist in 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 31:1992 and ISO 1000:1992.

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 and be provided in Spanish and English. 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 in Spanish and English 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 articles 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*.

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 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.

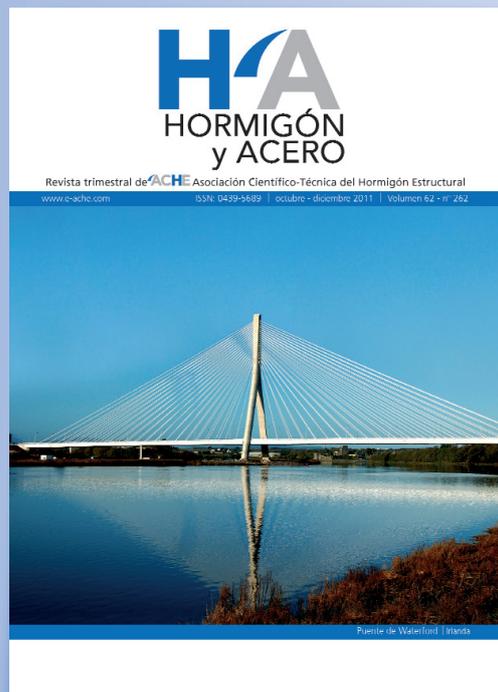
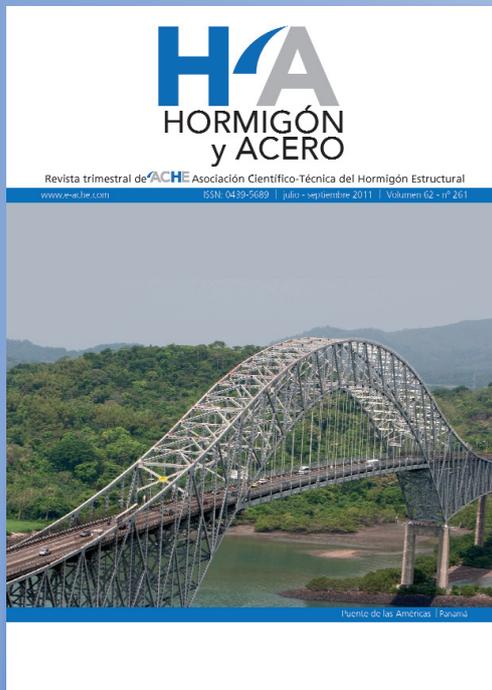
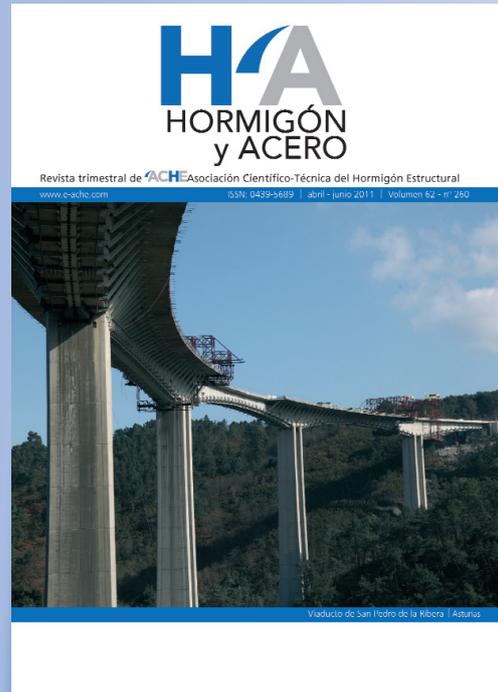
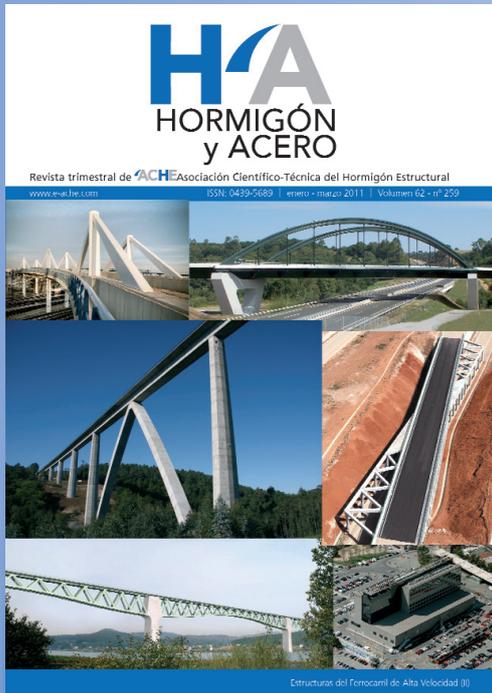
Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar 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.



últimos números publicados



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

H A

SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | **Puente atirantado de Talavera de la Reina**
Talavera de la Reina cable-stayed bridge
Ramón Sánchez de León, Cristian Bernal Pérez y Francisco Sánchez de León

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 49 | **La teoría de la fisura crítica como base teórica para el diseño de losas frente a punzonamiento en el nuevo Código Modelo 2010**
The Critical Shear Crack Theory as a physical model for punching shear design and its implementation into new Model Code 2010
Miguel Fernández Ruiz, Juan Sagaseta Albajar y Aurelio Muttoni
- 65 | **Pandeo simultáneo de pilas de puente: aplicación a un cálculo sísmico tipo *push-over* de las pilas del puente atirantado de Bucaramanga en Colombia**
Simultaneous buckling of bridge piers: algorithm applied in push-over analysis for the seismic design of the pylons on Bucaramanga Bridge in Colombia
Celso Iglesias Pérez, Guillermo Ayuso Calle, Antonio Cano Fernández-Carrión y Raúl González Aguilar
- 83 | **Dimensionado sísmico de edificios porticados de hormigón armado mediante factores de amplificación con base en energía**
Seismic design of reinforced concrete framed buildings using energy-based amplification factors
Juan Carlos Vielma Pérez, Alex H. Barbat y Sergio Oller
- 97 | **Influencia del efecto interferencia de edificios industriales en las cargas de ráfaga sobre chimeneas esbeltas**
Interference effect of industrial buildings on the buffeting wind loading of slender chimneys
Mathias Clobes, Hodei Aizpurua Aldasoro y Thomas Höbbel

- 106 | **Relación de evaluadores de H y A en el trienio 2009-2011**

- 106 | **Informe anual estadístico del proceso editorial de H y A**

SUMMARIES

- 107 | ***Talavera de la Reina cable-stayed bridge***
Ramón Sánchez de León, Cristian Bernal Pérez and Francisco Sánchez de León
- 108 | ***The Critical Shear Crack Theory as a physical model for punching shear design and its implementation into new Model Code 2010***
Miguel Fernández Ruiz, Juan Sagaseta Albajar and Aurelio Muttoni
- 109 | ***Simultaneous buckling of bridge piers: algorithm applied in push-over analysis for the seismic design of the pylons on Bucaramanga Bridge in Colombia***
Celso Iglesias Pérez, Guillermo Ayuso Calle, Antonio Cano Fernández-Carrión and Raúl González Aguilar
- 110 | ***Seismic design of reinforced concrete framed buildings using energy-based amplification factors***
Juan Carlos Vielma Pérez, Alex H. Barbat and Sergio Oller
- 111 | ***Interference effect of industrial buildings on the buffeting wind loading of slender chimneys***
Mathias Clobes, Hodei Aizpurua Aldasoro and Thomas Höbbel

OTRAS INFORMACIONES

- 112 | **Publicación de un Manual de detalles constructivos de estructuras de hormigón armado de acuerdo con el Eurocódigo EC-2 del Profesor Calavera**