# HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com | ISSN: 0439-5689 | abril-junio 2013 | Volumen 64 - nº 268









Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

Centro lúdico y comercial "Arenas de Barcelona" | Barcelona











Sistemas de postesado

Tirantes para puentes

Apoyos estructurales

Heavy Lifting

Barras postesadas y estructurales

Suelo Reforzado

Rehabilitación estructural

## VSL CONSTRUCTION SYSTEMS,S.A.



VSL CONSTRUCTION SYSTEMS,S.A.
Paseo de Gracia ,11 esc. B, 1º
08007 Barcelona, España.
Telf. +34 93 289 23 30
Fax. +34 93 289 23 31
e-mail: spain@vsl.com
www.vsl.com

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Foto de portada: Centro lúdico y comercial "Arenas de Barcelona", Barcelona

HORMIGÓN y ACERO

abril - junio 2013 | Volumen 64 - nº 268

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

## HORMIGÓN Y ACERO

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

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

**EDITAN:**

**ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL**

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

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

**CONSEJO EDITORIAL:**

Director:
Luis Mª Ortega Basagoiti (Retineo, Madrid)*

Secretario:
Gonzalo Arias Hofman (Ines Ingenieros, Madrid)*

Editor Jefe:
José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

Vocales:
Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados, Madrid)*
Ángel Arteaga Iriarte (instituto e. torroja - CSIC, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (Intemac, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
David Izquierdo López (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Antonio José Madrid Ramos (Proes, Madrid)
Patricia Olazábal Herrero (Santander)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)*
Bernardo Perepérez Ventura (ets de Arquitectura - UPV, Valencia)
Alejandro Pérez Caldentey (fhecor, Madrid)
Álvaro Serrano Corral (MC2 Estudio de Ingeniería, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

**CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:**

António Adão da Fonseca (Universidade do Porto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Mª Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª 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 Sagaseta Albajar (University of Surrey, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Reino Unido)
José Mª 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# HA SUMARIO

CONTENTS

## REALIZACIONES Y PROYECTOS


5 | Centro lúdico y comercial "Arenas de Barcelona". Proceso constructivo de la estructura
*"Arenas de Barcelona" leisure and shopping centre. Constructive process for the structure*
Antonio Tabera García y Mercedes Madrid Ramos


## INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS


47 | Hormigón armado con textiles. Un material innovador, ligero y moldeable
*Textile Reinforced Concrete. A novel, lightweight and shapeable material*
Michael Frenzel, Regine Ortlepp, Silke Scheerer y Manfred Curbach

75 | Transición dúctil-frágil y cuantía mínima en pilares de hormigón débilmente armados
*Ductile-brittle transition and minimum reinforcement ratio in lightly reinforced concrete columns*
Rocío Porras-Soriano, Jacinto Ruiz Carmona, Rena C. Yu y Gonzalo Ruiz López

89 | Influencia de los cerramientos de fábrica en el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado
*Influence of masonry infill walls on the seismic performance of reinforced concrete frames*
Rosangel Moreno González y Jesús M. Bairán García


## OTRAS INFORMACIONES


101 | 101 anécdotas de mi vida profesional
Autor: José Calavera



Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | abril - junio 2013 | Volumen 64 - nº 268
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**INSTITUTO EDUARDO TORROJA**
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 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:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# Centro lúdico y comercial "Arenas de Barcelona". Proceso constructivo de la estructura

## *"Arenas de Barcelona" leisure and shopping centre. Constructive process for the structure*

**Antonio Tabera García**[1] **y Mercedes Madrid Ramos**[2]

Recibido | *Received:* 15-03-2012
Aceptado | *Accepted:* 11-10-2012

## Resumen

Importante edificio de Arquitectura e Ingeniería complejas, innovador y vanguardista, que ha integrado en su diseño funcional y moderno la fachada neomudéjar de la antigua plaza de toros "Arenas de Barcelona".

La construcción ha estado condicionada por el mantenimiento de la fachada de fábrica, que una vez restaurada ha aportando una singular imagen emblemática al nuevo edificio.

Otra pieza fundamental de la edificación es la plataforma de 100 metros de diámetro ("Dish"), que cubre el volumen inferior encapsulado por la antigua fachada, está apoyada sobre cuatro singulares soportes "arbóreos" exentos y se cierra superiormente con una cúpula de madera laminada.

En el artículo se exponen las actividades más significativas llevadas a cabo durante la construcción de la cimentación y de la estructura del edificio.

**Palabras clave:** sustentación de fachada, construcción descendente, compensación de empujes, pilares ramificados ("arbóreos"), plataforma superior ("Dish"), cúpula de madera.

## *Abstract*

*Innovative, cutting-edge major building of complex Architecture and Engineering. The construction has integrated into its functional and modern design the façade of the old Arenas de Barcelona neo-Mudéjar bullring.*

*The construction process was conditioned by the need to preserve the existing masonry façade. Once restored, the old façade has provided a unique iconic image for the new building.*

*Another significant part of the building is the platform 100 meters in diameter ("dish"), which covers the lower volume bounded by the old façade. It rests on four isolated, original "tree-like" supports and is closed off above with a wooden laminated dome.*

*This paper outlines the most significant activities carried out during the construction of the foundations and structure of the building.*

***Keywords:*** *façade support, downward construction, push-off compensation, branched supports ("tree-like" supports), upper platform (dish), wooden dome.*

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS, S.A. (Madrid. España)
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil. (Madrid, España). DRAGADOS, S.A. (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* mmadridr@dragados.com



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 1. INTRODUCCIÓN

El edificio Centro Lúdico y Comercial "Arenas de Barcelona" es un claro ejemplo de integración y singularidad que ha sabido combinar la tradición con la modernidad en un emplazamiento emblemático de la ciudad.

El interés despertado por su construcción y el reconocimiento de sus valores arquitectónicos e ingenieriles ha sido recompensado con uno de los galardones otorgados por los "I Premios de Ingeniería de ACHE" (Octubre 2011) a las mejores obras de edificación del momento [1].

El edificio ha sido proyectado conjuntamente por los equipos de arquitectos Richard Rogers S.L. y Alonso-Balaguer y Arquitectos Asociados, S.L. [2], [3]. El proyecto de la cimentación y estructura ha sido redactado por los Expedition Engineering Ltd. (proyecto básico) [4] y por BOMA (proyecto de ejecución) [5].

El objetivo de este artículo es reseñar las actividades más significativas llevadas a cabo durante la construcción de la cimentación y estructura del edificio, sin incluir los aspectos relacionados con la Arquitectura y la Ingeniería de las instalaciones, que aunque no menos importantes, se considera que ya han sido extensamente expuestos en otras publicaciones.

En primer lugar, para establecer el marco global en el que se ha desarrollado la construcción, se describen someramente la ubicación y las principales características geométricas del edificio para pasar, a continuación, a analizar las circunstancias técnicas externas que han condicionado el proyecto y la ejecución de la obra.

La parte fundamental del artículo corresponde a los apartados que, siguiendo la secuencia temporal de la ejecución, van describiendo las diferentes actividades constructivas, su encadenado y los aspectos más sobresalientes de su desarrollo.

## 2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El Centro Lúdico y Comercial "Arenas" ocupa una manzana completa del Ensanche de Barcelona, haciendo esquina con la céntrica Plaza de España, rodeado por las calles Gran Vía de Les Corts Catalanes, Tarragona, Diputació y Llançà. La superficie de la parcela está próxima a los 12.500 m$^2$. La manzana se encontraba ocupada desde principios del Siglo XX por la Plaza de Toros "Arenas de Barcelona" y una serie de dependencias anexas, vinculadas al uso de la plaza.

El diseño del nuevo Centro decidió combinar tradición y modernidad, integrando la fachada de la plaza en un edificio innovador y de vanguardia. La fachada, aunque carece de un elevado valor arquitectónico, sí representa una imagen emblemática de esa zona de la ciudad desde hace más de un siglo.

El nuevo edificio (Figura 1) se desarrolla bajo rasante ocupando la totalidad de la parcela, con cinco sóta-

## *1. INTRODUCTION*

*The "Arenas de Barcelona" Leisure and Shopping Centre building provides a clear example of uniqueness and integration, showing how to combine tradition and modernity at one of the city's key locations.*

*The great interest that its construction aroused and its architectural and engineering value was recognised with one of the honours at the First ACHE Engineering Awards (October 2011) to the best recent building construction works [1].*

*The building was jointly designed by the teams of architects at Richard Rogers S.L. and Alonso-Balaguer y Arquitectos Asociados S.L. [2], [3]. The foundations and structure project was developed by Expedition Engineering Ltd. (basic design) [4] and BOMA (building design) [5].*

*The purpose of this paper is to outline the most significant activities undertaken during the construction of the building's foundations and structure, without covering any issues related to the Architecture or engineering of the building services, which, although no less significant, are considered by the authors to have been described extensively in other publications.*

*First of all, in order to establish the overall context of the construction, an overview of the location and principal geometrical characteristics of the building is given, followed by an analysis of the external technical constraints for the design and execution of the works.*

*The core of this paper are the sections devoted to describing how the various construction tasks were undertaken and sequenced in time, highlighting the most noteworthy features of their development.*

## *2. GENERAL DESCRIPTION*

*The "Arenas de Barcelona" Leisure and Shopping Centre occupies a full block in the Ensanche area of the city of Barcelona, giving onto a corner of the central Plaza de España and bounded by the streets Gran Vía de Les Cortes Catalanes, Tarragona, Diputació and Llançà. The area of the plot is approximately 12,500 m$^2$. The block had been occupied since the early twentieth century by the Arenas de Barcelona bullring and related adjoining buildings.*

*The design of the new complex opted to combine tradition and modernity, integrating the façade of the old bullring into an innovative, cutting-edge building. Although the architectural value of the old façade is not especially high, it has represented an iconic image of this part of the city for over a century.*

*Below ground, the new building (Figure 1) occupies the entire plot, with five basement levels to a depth of 20 metres below the perimeter sidewalks or 25 metres below the level*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

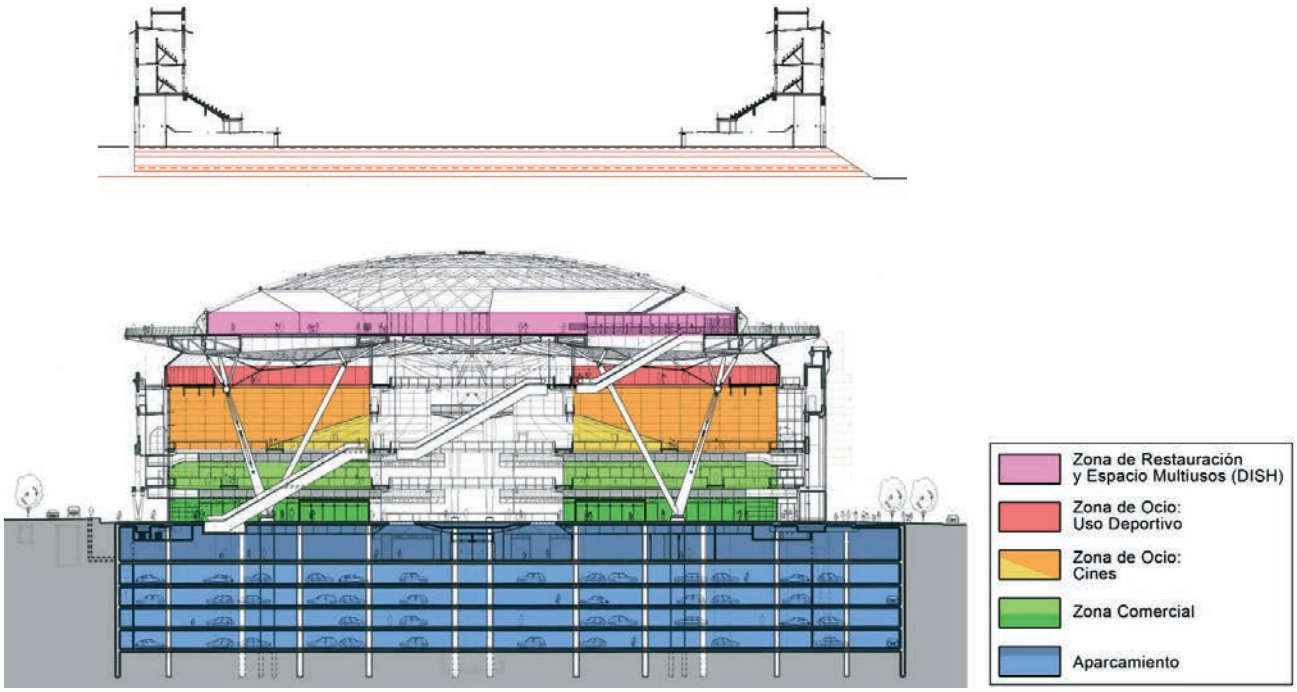



Figura 1. Sección comparativa
*Figure 1. Comparative cross-section*

nos que descienden 20 metros con respecto a los niveles de las aceras perimetrales y unos 25 metros si se toma como referencia el nivel de la plaza, ya que ésta se encontraba elevada con respecto a los viales. La ocupación de la totalidad de la parcela por los sótanos, más allá de los límites de la antigua fachada, ha supuesto un importante reto para la sustentación provisional de la fachada y para todas las actividades de construcción realizadas bajo la misma.

La construcción sobre rasante, sin embargo, queda contenida en el "tambor rojo" de la antigua fachada y se desarrolla en Planta Baja, cuya altura coincide con la diferencia de cota entre las aceras y la antigua plaza, y en 4 plantas elevadas. Finalmente, la edificación se remata con una plataforma superior de 100 metros de diámetro, cubierta en su círculo central por una importante cúpula rebajada.

Dentro de la manzana, el edificio circular está acompañado por un edificio exento de ocho plantas, destinado a oficinas, y una torre de comunicaciones para acceso exterior a la plataforma superior del edificio principal.

## 3. CONDICIONANTES TÉCNICOS

El desarrollo del proyecto y la construcción del edificio han estado técnicamente condicionados por una serie de circunstancias:

1. La conservación e integración de la fachada de la antigua plaza de toros.

2. Las características geotécnicas del terreno afectado por la construcción.

*of the old bullring, which was higher than the surrounding streets. The occupation of the entire plot by the basement levels, beyond the limits of the old façade, posed a significant challenge when it came to temporarily supporting the façade, as well as for all the construction work done beneath it.*

*The area built above ground, however, lies within the "red drum" of the old façade, consisting of a ground floor, the height of which coincides with the difference in level between the sidewalks and the old bullring, plus four upper floors. Finally, the building is finished with a top platform 100 metres in diameter, the central circle of which is covered by a large shallow dome.*

*The circular building shares the plot with a detached eight-storey office block and a communications tower for exterior access to the top platform of the main building.*

## 3. TECHNICAL CONSTRAINTS

*The development of the design and construction of the building was affected by a number of conditioning factors:*

1. *The need to preserve and integrate the façade of the old bullring.*

2. *The geotechnical characteristics of the terrain affected by the construction work.*

3. *The underground structures outside the plot, which limited certain activities and works units.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

3. Las construcciones subterráneas exteriores a la parcela, limitadoras de determinadas actividades y unidades de obra.

## 3.1. La plaza de toros

La construcción de la plaza "Arenas de Barcelona" se inició en 1899 y finalizó al siguiente año. Su inauguración tuvo lugar en junio de 1900 (Figura 2). Durante 90 años se celebraron en ella innumerables espectáculos y acontecimientos populares, no solo taurinos, sino deportivos, artísticos, políticos, etc., hasta el cese definitivo de actividades en 1989, permaneciendo abandonada desde entonces hasta el año 2000.

El coso taurino, propiamente dicho, ocupaba un círculo de 94 metros de diámetro, ligeramente desplazado del centro de la manzana, hacia las calles Tarragona y Diputació. Este cuerpo principal estaba rodeado de construcciones anexas, que desde los orígenes o a lo largo de su existencia se habían adosado.

La plaza estaba situada sobre una plataforma elevada de 4 a 5 metros con respecto al nivel de las calles circundantes, salvándose este desnivel con muros y taludes.

La cimentación era directa y muy somera, a base de un conglomerado de ladrillos y cascotes aglutinados con cal, como se pudo observar en las catas de reconocimiento previas a la construcción (Figura 3), y se corroboró posteriormente durante la obra.

La fachada, única parte conservada, es de estilo neomudejar, muy frecuente en las plazas de toros de la época. Tiene un desarrollo de unos 300 metros y un espesor




Figura 2. Imagen original de la plaza
*Figure 2. Image of the original bullring*

## *3.1. The bullring*

*Construction of the Arenas de Barcelona bullring began in 1899 and was completed the following year. It was opened in June 1900 (Figure 2). For 90 years it was the venue for numerous popular performances and events, not limited to bullfighting, but also sporting, artistic and political events, etc. After closing in 1989, it was left in a state of abandonment until 2000.*

*The bullring proper occupied a circle 94 metres in diameter, sited slightly off-centre from the central point of the plot and skewed towards Tarragona and Diputació streets. This main body was surrounded by adjoining annexes, added on at different times over the course of the bullring's existence.*

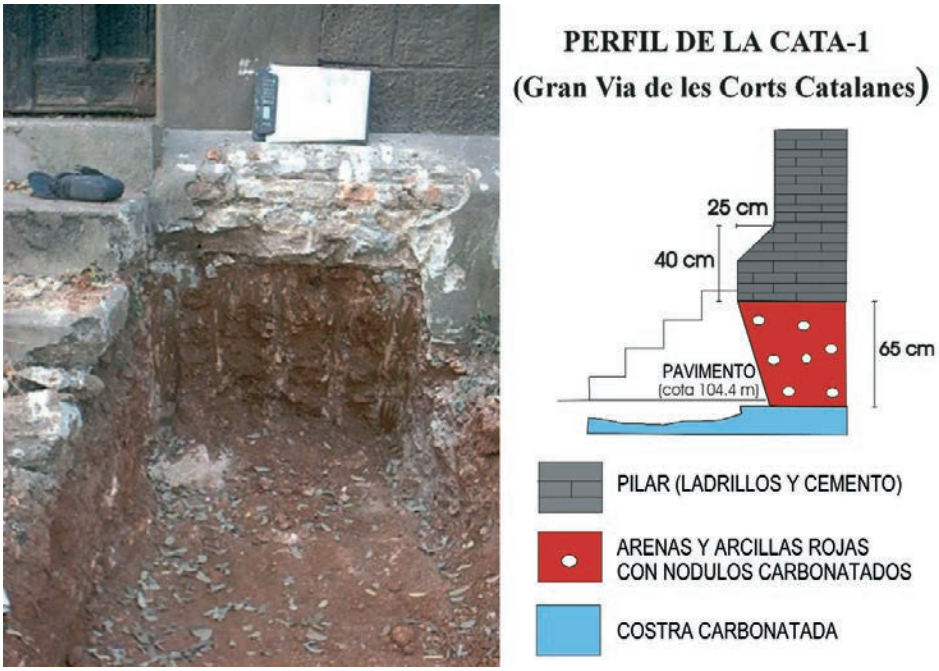
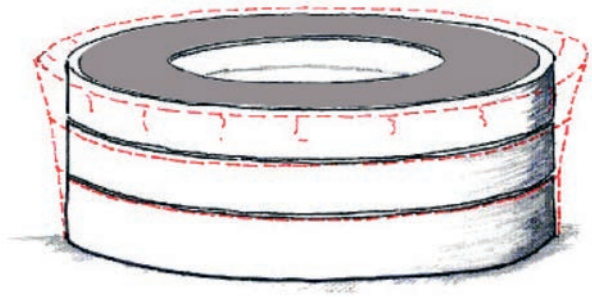
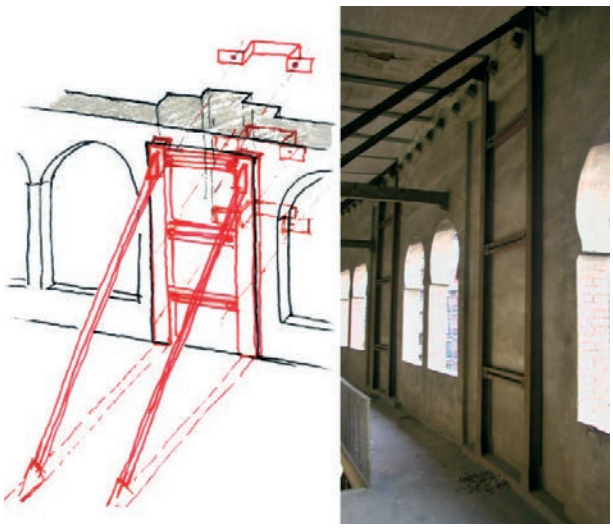



Figura 3. Cata de la cimentación de la fachada
*Figure 3. Sampling the foundations of the façade*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026





Figuras 4 y 5. Deformaciones y grietas históricas y refuerzos de las pilastras superiores de la fachada
*Figures 4 & 5. Historical deformation and cracking and reinforcement of the upper supports of the façade*

entre 40 y 60 centímetros. La organización estructural de la fachada responde a una combinación de mampostería y fábrica de ladrillo; en la parte superior existía un remate en forma de almenado de piedra.

El estado de conservación del edificio, particularmente de la fachada como pieza a mantener, no era especialmente bueno. Las dimensiones de la construcción y su carencia de juntas de dilatación habían ocasionado que las deformaciones de origen térmico desplazaran la parte superior de la fachada con respecto a la parte inferior, ocasionando desplomes y grietas.

El transcurso de los años y, fundamentalmente, el progresivo deterioro durante la etapa de abandono, habían ocasionado que las deformaciones y agrietamientos se incrementaran de forma muy evidente. Esta degradación obligó a reforzar la fachada mediante una estructura metálica interior y al empresillado de las pilastras para asegurar su estabilidad, dado el evidente desplome. El remate almenado de la cubierta también se encontraba afectado por la caída o desmontaje de algunas de las partes (Figuras 4 y 5).

### 3.2. El terreno de cimentación

El reconocimiento del terreno se realizó por la empresa especialista GEOTEC 262, S.L. [6] en una doble campaña de investigación geotécnica. En la primera fase (diciembre 2003) se realizaron 7 sondeos con longitudes de perforación de 30 a 40 metros y en la segunda campaña (marzo 2004) se efectuaron otros 3, con profundidades de 25 a 36 metros. Los sondeos se realizaron a rotación y percusión con batería y extracción de testigo continuo.

En todos los sondeos se realizaron SPT y toma de muestras inalteradas, para los posteriores ensayos de laboratorio; a fin de ampliar el conocimiento del terreno se realizaron 11 ensayos presiométricos (dilatóme-

*The bullring lay on a platform raised 4–5 m above the level of the surrounding streets, with walls and embankments staggering the difference in height.*

*The foundations were very shallow footings, based on a mix of bricks and rubble bound with whitewash, as can be seen from the surveys carried out before construction began (Figure 3), and subsequently confirmed during the works.*

*The façade, the only part of the old bullring to be preserved, is in the neo-Mudéjar style that was frequently used for bullrings of the same period. It is approximately 300 m long and 40–60 cm thick. The structural arrangement of the façade consists of a combination of stonework and brickwork; the top rim is finished with stone battlements.*

*The condition of the building, and particularly that of the façade to be preserved, was not particularly good. The size of the structure and its lack of dilation joints had caused thermal strain to shift the upper part of the façade with respect to the lower part, resulting in partial collapses and cracking.*

*The passage of time, and mainly the steady deterioration that occurred during the years when the building was abandoned, had caused the deformation and cracking to worsen considerably. This made it necessary for the façade to be strengthened with an interior metal structure and battening of the pilasters to assure its stability, given its evident partial collapse. The roof battlements had also been affected by the collapse or dismantling of some of their parts. (Figures 4 and 5).*

### *3.2. Ground conditions*

*The geotechnical design requirements and works were done by the specialist firm Geotec 262 S.L. [6] over a double geotechnical- survey. In the first phase (December 2003) seven bore holes 30–40 m deep were drilled, followed in the second phase (March 2004) by a further three, with depths of*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

tros). En dos sondeos se instalaron piezómetros para controlar la evolución del nivel freático y además se realizaron dos ensayos Lefranc de carga variable para caracterizar la permeabilidad de los materiales situados por debajo del nivel freático.

Con los resultados de la investigación se elaboró el siguiente perfil (Figura 6):

– Superficialmente, rellenos antrópicos heterogéneos formados por arenas limosas, arcillas con gravas y fragmentos de ladrillo y hormigón, con un espesor máximo de 1,2 metros.

– Bajo los rellenos se encuentran los sedimentos del cuaternario antiguo: arenas y arcillas rojas con nódulos y niveles carbonatados importantes; su máximo espesor es de 5 metros.

– A continuación aparece la parte superior del Plioceno de Barcelona a base de intercalaciones lenticulares con frecuentes cambios laterales de arenas limpias o limosas más o menos cementadas y de consistencia firme a muy firme. Entre ellos se han detectado dos niveles de gravas con carbonatación importante, con potencias de 0,2 y 0,8 metros

– Por debajo y dentro de los mismos depósitos pliocenos, se han diferenciado los niveles de margas verdes bastante litificadas y margas negras, ambas muy compactas.

A pesar de los cambios laterales característicos de los depósitos de abanicos detríticos pliocenos, de cara al comportamiento geotécnico el terreno puede considerarse como muy homogéneo, y en cualquier caso se considera firme a muy firme, incluso no teniendo en cuenta las intercalaciones cementadas de consistencia rocosa.

Los parámetros geotécnicos asignados a los diversos materiales se obtuvieron tanto a partir de los ensayos

*25–36 m. The bore holes were rotary and percussion drilled with a pipe and continuous core-sample extraction.*

*SPTs were performed in all the bore holes and unaltered samples were obtained for subsequent laboratory testing. With a view to learning more about the terrain, 11 pressure-meter (dilatometer) tests were performed. Piezometers were installed in two bore holes to monitor the evolution of the water table, and two Lefranc variable-load tests were carried out to characterise the permeability of the materials located below the water table.*

*The following profile was prepared based on the results of the investigation (Figure 6):*

– *Superficially, heterogeneous anthropic backfill composed of silty sand, clay with gravel and fragments of brick and concrete, with a maximum thickness of 1,2 m.*

– *Beneath the backfill, old Quaternary sediment: sand and red clay with significant carbonated nodules and levels; the maximum thickness is 5 m.*

– *The upper part of the Barcelona Pliocene then appears, consisting of lenticular interleaves with frequent lateral changes of clean or silty sand with varying degrees of cementation and a firm to very firm consistency. Between them two layers of highly carbonated gravel were detected, with thicknesses of 0,2 and 0,8 m.*

– *Below, and as part of the same Pliocene deposits, a layer fairly well-lithified green marl and another of black marl, both highly compact, can be distinguished.*

*Despite the characteristic lateral changes of the deposits of Pliocene detritus fans, in terms of the geotechnical behaviour of the terrain it can be considered to be very homogeneous, and in any case as firm to very firm, even without taking into account the cemented interleaves of rocky consistency.*

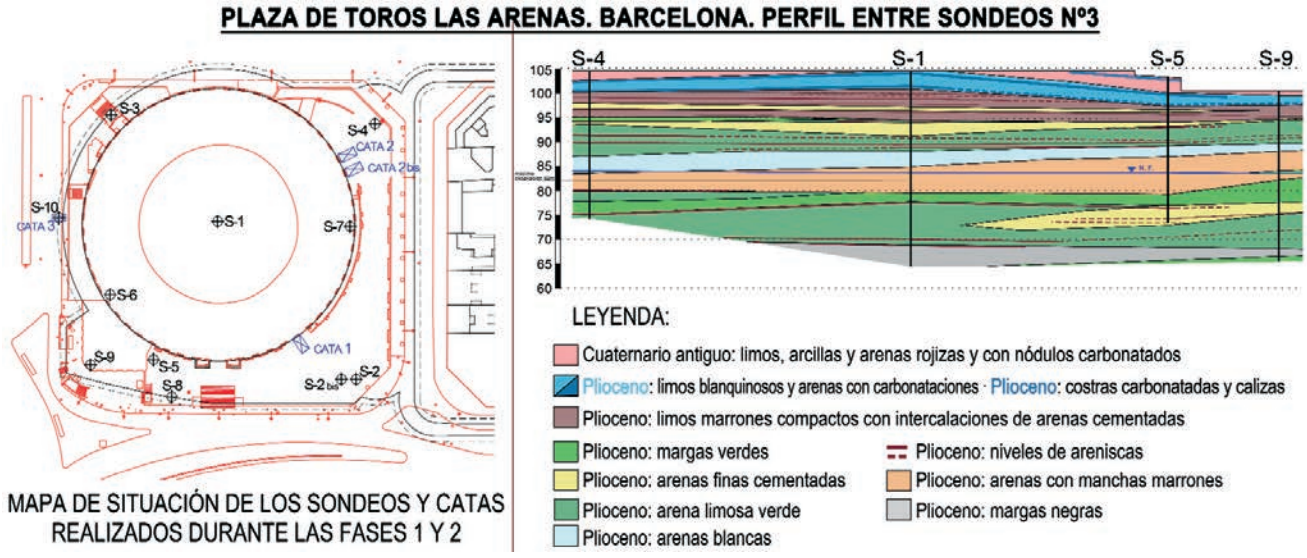



Figura 6. Emplazamiento de los sondeos y perfil geotécnico tipo
*Figure 6. Positioning of bore holes and standard geotechnical profile*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

**Tabla 1. Parámetros geotécnicos considerados**
***Table 1. Geotechnical parameters considered***

| Unidades geotécnicas *Soil levels* | Profundidad *Depth* | Módulo de deformación E (MPa) *Young´s Modulus E (MPa)* | | Coeficiente de Balasto (x $10^3$ kN/$m^3$) *Subgrade reaction moduli (x $10^3$ kN/$m^3$)* | | Resistencia al corte *Shear strengths* | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Según UPC *By UPC* | Según Presiómetros y ensayos SPT *By Pressuremeter and STP tests* | Según UPC By UPC | Según Presiómetros y ensayos SPT *By Pressuremeter and SPT test* | Φ | c (kN/$m^2$) |
| Limos y arenas marrones *Brown silt and sand* | De 0 a 5 m | 100 | 332 | 437,5 | 1 460 | 31° | 50 |
| Arenas cementadas *Cemented sands* | De 5 a 8 m | 300 | 274 | 1.320 | 1.200 | 17° a 35° | 80 a 90 |
| Limos y arenas marrones *Brown silt and sand* | De 8 a 26 m | 60 | 57-225 | 264 | 85-1.122 | 31° a 36° | 30 a 50 |
| Arenas cementadas inferiores *Lower cemented sands* | De 26 a 30 m | 500 | 225-3.780 | 2.200 | 1.120-16.630 | - | - |
| Margas negras *Black loam* | > de 30 m | 100 | 104 | 440 | 440 | 21° | 75 |

realizados en los sondeos como de los valores propuestos por la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) en base a las prospecciones y obras recientes. Finalmente, se consideraron los valores recogidos en la Tabla 1.

El nivel freático se detectó entre 16 y 17 metros de profundidad respecto al nivel de las calles, es decir, unos 4 a 5 metros por encima del fondo de excavación.

### 3.3. Construcciones subterráneas del entorno

Otro de los condicionantes durante la construcción ha sido el gran número de infraestructuras subterráneas que existen en las proximidades del solar (Figura 7).

Los túneles de dos líneas del Ferrocarril Metropolitano de Barcelona, incluso parte de una estación, discurren paralelos a dos laterales del edificio. Interfiere no sólo la presencia física de los túneles, sino las zonas de restricción y servidumbre definidas en su entorno, imposibilitando o limitando la intervención en ellas e imponiendo estrictas condiciones a la deformación del terreno.

Otra construcción importante es un depósito de almacenamiento del agua de tormentas con su correspondiente canal de descarga. De menor importancia por sus dimensiones, pero no por su número, son las redes de servicios de agua, gas y electricidad que a diferentes niveles recorren todo el perímetro.

*The geotechnical parameters assigned to the various materials were obtained both from the bore-hole tests carried out and from the values proposed by the Polytechnic University of Catalonia (UPC), based on recent surveys and works. Finally the values shown in Table 1 were considered.*

*The water table was detected at 16–17 m below street level, i.e. 4–5 m above the bottom of the excavation bed.*

### *3.3. Existing underground structures*

*Another constraint during construction was the large number of underground infrastructures in proximity to the plot (Figure 7).*

*The tunnels of two Barcelona Metro lines, including part of a station, run parallel to two sides of the building. The works were hindered not only the physical presence of these tunnels, but also by the restricted areas and easements defined around them, which interfered with work there or even made it impossible, while imposing strict conditions on ground strain.*

*Another significant structure is a storm-drain tank and its discharge channel, plus – smaller in terms of size but significant in number – the water, gas and electricity mains that run at different levels around the whole perimeter.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

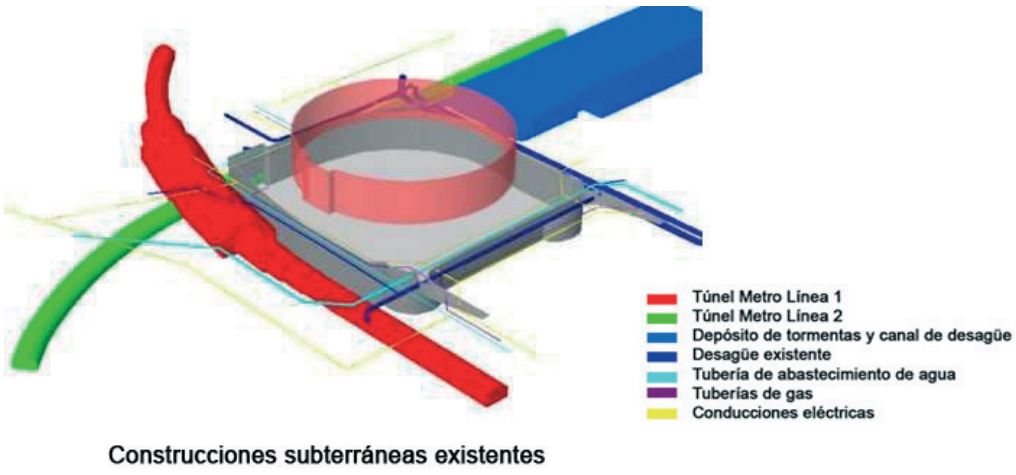



Figura 7. Imagen 3D con los túneles y otras construcciones subterráneas
Figure 7. 3D image with tunnels and other underground structures built

## 4. DEMOLICIÓN

Con la excepción de la fachada, la antigua plaza de toros se demolió completamente. Estos trabajos pueden catalogarse como de "deconstrucción", pues en ellos se esmeró la recuperación y selección de los materiales para su posterior reciclaje selectivo.

Primero se demolieron los edificios anexos a la plaza, liberando los terrenos que ocupaban para crear en ellos la plataforma de trabajo para la construcción de la cimentación profunda exterior del nuevo edificio.

La edificación del interior de la plaza, graderíos y pasillos de las plantas superiores, se demolieron en varias etapas. Inicialmente se demolieron los graderíos y los elementos que no colaboraban en la estabilidad de la fachada, respetando la estructura de los pasillos perimetrales. Ésta, despojada de todos los elementos estructuralmente inactivos para minimizar las cargas, formaba con la fachada un pórtico capaz de mantener estable el conjunto temporalmente (Figura 8).

La demolición de la crujía perimetral no se acometió hasta que un estabilizador provisional exterior remplazó su función. Si en general la demolición se realizó con precaución máxima, aún fue mayor la de los pasillos, pues su vinculación con la fachada hacía necesario evitar daños en la fábrica. La viguería metálica de los pasillos se desmontó pieza a pieza, cortando con soplete los extremos de las viguetas empotradas en la fábrica, y manteniendo estos muñones de los perfiles hasta muy avanzada la obra. Finalmente, cuando se acometió la restauración de la fachada, los muñones se extrajeron manualmente y uno a uno, macizando y retacando los huecos dejados en la fábrica hasta restablecer su monolitismo.

## 5. MUROS Y CIMENTACIÓN PROFUNDA

Una vez que el terreno exterior a la fachada fue liberado de construcciones, se excavó hasta igualar su

## *4. DEMOLITION*

*The old bullring was completely demolished except for its façade. Rather than simple demolition, this work can be classed as "deconstruction", as special care was taken in the recovery and selection of materials for subsequent selective recycling.*

*First of all, the buildings adjoining the bullring were demolished, thereby clearing the land that they occupied to create the work platform so that the exterior deep foundations of the new building could be built.*

*The structures inside the bullring, the bleachers and walkways of upper levels were demolished in stages. Initially, the bleachers and other parts that did not affect the stability of the façade were demolished, leaving the structure of the perimeter walkways intact, as, once cleared of all the structurally inactive parts to minimise loads, it formed a temporary frame with the façade to keep the unit stable (Figure 8).*

*The demolition of the perimeter frame was not undertaken until a provisional exterior stabiliser took over its role. Great caution was taken with all the demolition work, but especial-*



Figura 8. Deconstrucción manteniendo la estructura del anillo adosado a la fachada
*Figure 8. Deconstruction maintaining the ring structure adjoining the façade*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

nivel con el de las aceras circundantes, manteniendo exclusivamente una berma junto a la fachada para no afectar a su cimentación. Desde esta plataforma de trabajo se acometió la construcción del muro pantalla perimetral y los pilotes-pilar de la zona exterior a la fachada (Figura 9).

### 5.1. Muro pantalla

El muro de los sótanos tiene una altura de casi 20 metros entre el nivel de aceras y el de máxima excavación (Figura 10). Esta profundidad y las fuertes limitaciones de deformabilidad durante la excavación determinaron la adopción de varias soluciones:

– Muro pantalla continuo (espesor 0,60 metros).

– Tramos de pantalla con bataches en T (contrafuertes interiores y exteriores en los laterales de Tarragona y Gran Vía).

– Empotramiento importante bajo el nivel de excavación (clava media de 7 metros). Además, para aumentar la estanqueidad del vaso bajo el nivel freático, el pie de pantalla se empotra al menos 3 metros en las margas impermeables.

– Construcción descendente de la estructura de los sótanos (anillos completos para la compensación de empujes).

– Anclajes activos al terreno (limitados a zonas en las que la ausencia de construcciones subterráneas exteriores lo permitían; en Llançà se dispusieron hasta 4 niveles, mientras que en Tarragona y Gran Vía tan solo se utilizó uno, bajo los túneles del metro).

– Mantenimiento local de pequeñas bermas en la parte más profunda de la excavación que no se retiraron hasta que la estructura superior no estuvo terminada.

En la excavación de la pantalla se utilizó bentonita para asegurar la estabilidad de las paredes, pero no

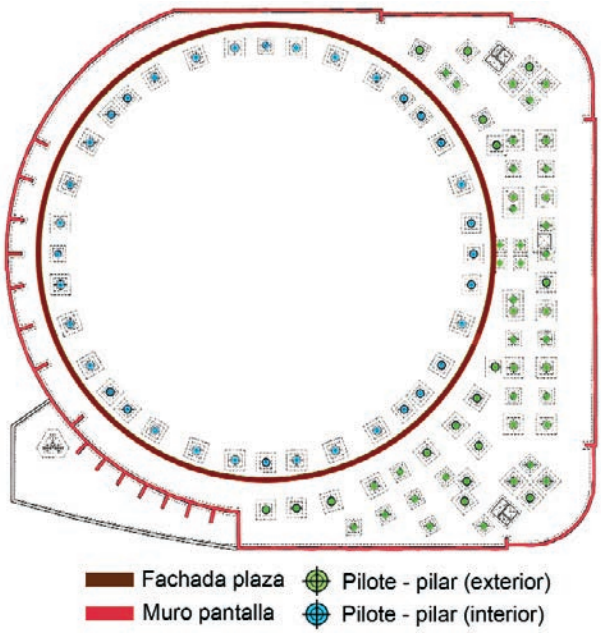



Figura 9. Planta de muro pantalla y cimentación profunda (pilotes-pilar)
*Figure 9. Plan of retaining wall and deep foundations (plunge columns)*

*ly in the elimination of the walkways, because their connection with the façade made it necessary to avoid damaging the brickwork. The metal beams of the walkways were dismantled piece by piece, using a blowtorch to cut off the ends of the girders embedded in the brickwork, and leaving the stumps in place until the work was considerably advanced. Finally, when the restoration of the façade began, the stumps were removed manually one by one, filling in and stemming the gaps left in the brickwork until its integrity as a single continuous block was restored.*

## *5. WALLS AND DEEP FOUNDATIONS*

*Once the land outside the façade was clear of buildings, it was excavated down to the level of the surrounding sidewalks, maintaining only a berm next to the façade so as not to affect its foundations. From this work platform the construction of the perimeter retaining wall was begun, together with the plunge columns in the exterior area of the façade (Figure 9).*

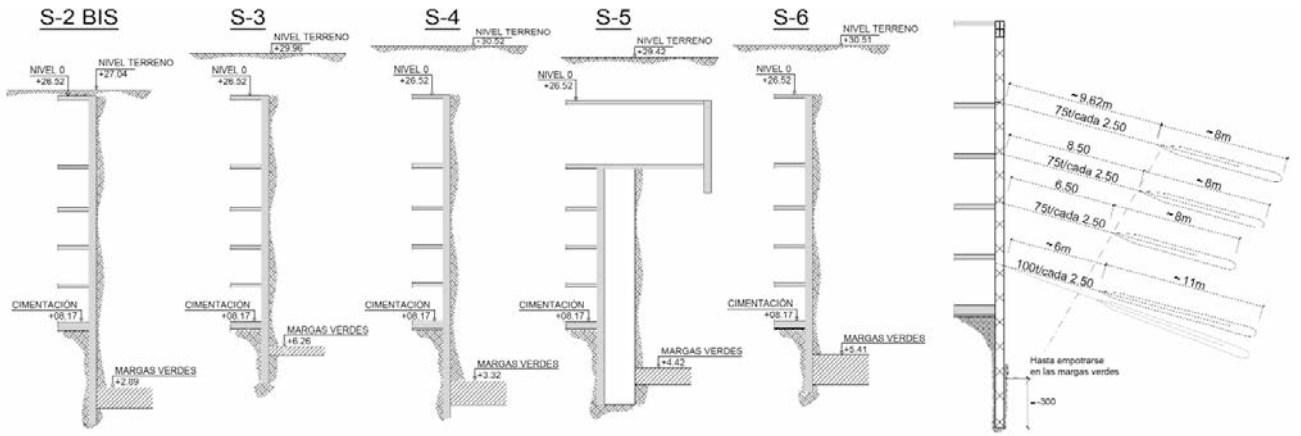



Figura 10. Secciones tipo de muro pantalla (acodaladas, con contrafuertes, ancladas)
*Figure 10. Standard retaining wall cross-sections (jointed, buttressed, anchored)*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

se usaron herramientas de perforación especiales. La cucharas pudieron atravesar las capas cementadas de mayor espesor y dureza, que el informe geotécnico había detectado y el proyecto había previsto que se ejecutaran con "preforos" (perforaciones con pilotadoras en los extremos de cada batache).

Además de los muros principales descritos, existen otros muros pantalla y convencionales de menor altura para adaptarse a la menor profundidad de algunas zonas de los sótanos, de las rampas de acceso, etc.

## 5.2. Cimentación profunda (pilote-pilar)

Desde la plataforma de trabajo exterior se ejecutó la cimentación profunda de los pilares de sótano localizados entre la fachada y el perímetro de la pantalla.

Es un conjunto de 57 pilotes, con separaciones entre ellos de unos 10 metros, de diámetros variables entre 2.000 mm y 1.200 mm y con una longitud de perforación de 40 metros (hinca por debajo del nivel de máxima excavación de 20 metros). Los pilotes se armaban y hormigonaban exclusivamente en los 20 metros inferiores. En el interior de estas perforaciones se alojaron los pilares metálicos, que descendían desde el nivel de la Planta Baja hasta alrededor de 4 metros por debajo del nivel de máxima excavación.

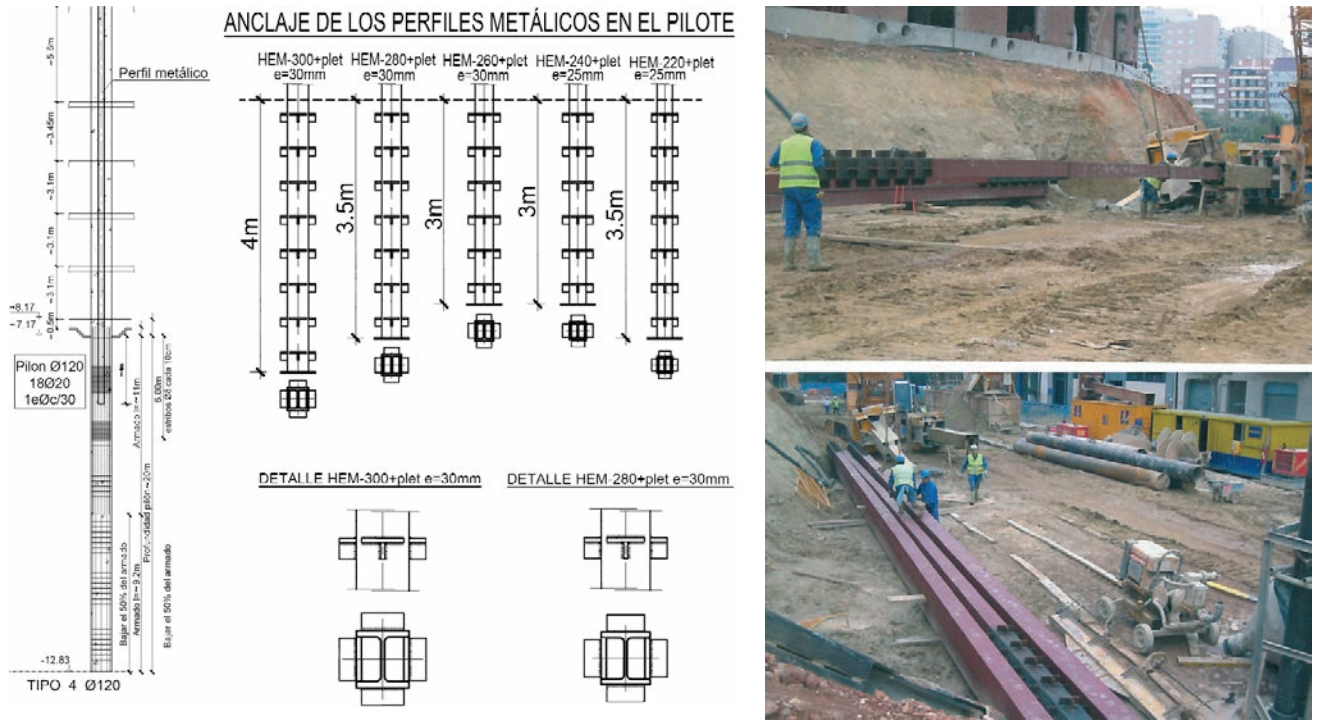
Los pilares metálicos son perfiles HEM (calibres entre 300 y 220), reforzados con chapas de 25 mm o 30 mm. La longitud de empotramiento en los pilotes (4 metros) lleva soldados conectadores rígidos en T para transferir la carga del pilar al pilote (Figuras 11 y 12). La parte

## *5.1. Retaining wall*

*The wall for the basement levels is almost 20 m high between sidewalk level and the base of the excavated area (Figure 10). This depth and the major deformability limitations during excavation led to the adoption of several different solutions:*

- *Diaphragm wall (0.60 m thick).*
- *Sections of retaining wall with T panels (interior and exterior abutments on the Tarragona and Gran Vía streets).*
- *Considerable embedding below the excavation level (average height 7 m). Also, to increase the watertightness of the vessel below the water table, the retaining wall base is embedded at least 3 m into the impermeable marl.*
- *Top-down construction of the basements structure (full rings for earth pressure compensation).*
- *Active anchorage into the ground (limited to areas allowed by the absence of any exterior underground structures; on Llançà street up to four levels were laid out, whereas on Tarragona and Gran Vía streets only one was used, below the metro tunnels).*
- *Keeping of small berms in the deepest part of the excavation, which were not removed until the upper structure was completed.*

*For the excavation of the retaining wall, bentonite was used to ensure the stability of the walls, although no special drilling tools were employed. The diggers were able to cut through the thickest, hardest cemented layers detected in the Geotechnical Design Report, which were planned in the design to be executed with "preforos" (drill holes with pile drivers at the ends of each foundation trench).*




Figuras 11 y 12. Croquis de pilote-pilar y vistas de pilares metálicos
*Figures 11 & 12. Plunge columns and views of steel supports*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

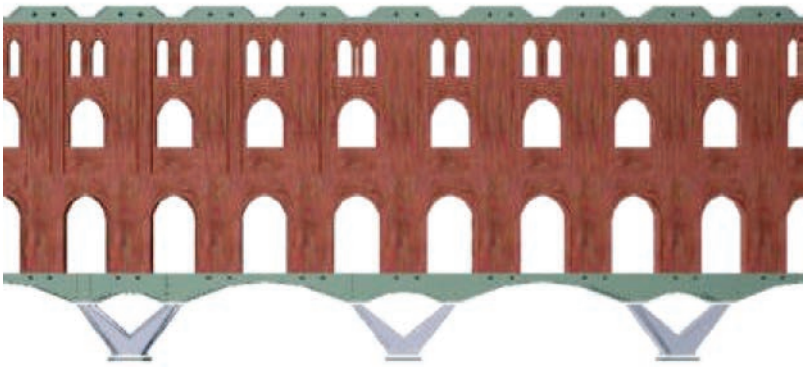


*Figura 13. Alzado de fachada sobre viga-arco y pilares definitivos*
*Figure 13. Elevation of façade on arch beam and final supports*

superior de los pilares lleva soldado un amplio capitel metálico, conformado por chapas rigidizadas, para apoyo de la estructura de hormigón de planta baja.

Los pilares se introducían en las perforaciones de los pilotes provistos de unas guías, en cabeza y a lo largo del fuste, para asegurar su verticalidad y replanteo, principalmente durante el hormigonado de los pilotes.

El hueco que quedaba en las perforaciones entre la superficie y el tramo inferior hormigonado se rellenó de mortero pobre para asegurar provisionalmente la estabilidad transversal de los pilares al entrar en carga, facilitando la posterior eliminación del relleno durante la excavación de los sótanos.

## 6. CONSERVACIÓN DE LA FACHADA

Una de las mayores singularidades técnicas de la construcción del edificio ha residido en la necesidad de conservar la fachada de ladrillo de la antigua plaza, manteniéndola exenta y suspendida sobre la excavación de los sótanos durante un largo periodo de tiempo.

Las operaciones de sustentación y de estabilización provisional de la fachada se desarrollaron en paralelo, y cuando estuvieron construidos los nuevos apoyos es cuando se inició la demolición de la crujía perimetral de la plaza que se había mantenido.

### 6.1. Sustentación provisional de la fachada

De acuerdo con el diseño arquitectónico, la fachada debía conservar su elevación con respecto al nivel de aceras y este espacio hueco debía alojar una estructura soporte de la fachada que permitiera permeabilizar el paso al interior del edificio proporcionando acceso peatonal a la planta baja. La estructura consta de un potente dintel anular de hormigón visto, formado por una sucesión de vigas-arco de luces alternas larga-corta, y unos pilares metálicos en V (Figura 13).

Después del rebaje del terreno exterior de la plaza, la cimentación y la fachada continuaban apoyadas

*Besides the main walls described, other lower retaining walls and conventional walls were built to adapt to the shallower depth of some parts of the basements, access ramps, etc.*

### *5.2. Deep foundations (plunge columns)*

*From the exterior work platform the deep foundations were built for the basement piers located between the façade and the perimeter of the retaining wall.*

*This consists of a set of 57 piles, about 10 m apart, varying in diameter from 2 000 mm to 1 200 mm and with a drilling length of 40 m (i.e. jacked 20 m beneath the maximum excavation level). Only the bottom 20 m of the piles was reinforced and cast. Metal piers were housed inside these drill holes, running from the ground-floor level to approximately 4 m below the maximum excavation level.*

*The metal piers are HEM sections (calibre 300–220), reinforced with 25 mm or 30 mm plates. Rigid T-joints were welded to the embedding length in the piles (4 m) to transfer the load from the pier to the pile (Figures 11 and 12). A broad metal column cap is welded to the top of the piers, consisting of stiffened plates, to support the ground-floor concrete structure.*

*The piers were inserted into the drill holes using guides, at the cap and along the shaft, to assure their verticality and positioning, mostly while the piles were being cast.*

*The gap left in the drill holes between the surface and the concreted section below was backfilled with lean mortar to temporarily ensure the transversal stability of the supports under the load, thereby facilitating the subsequent removal of the backfill when the basement levels were being excavated.*

## *6. CONSERVATION OF THE FAÇADE*

*One of the most striking technical features of the construction of the building was the need to conserve the brick façade of the old bullring, isolating it from and suspending it above the excavation of the basement levels over a lengthy period of time.*

*The operations to provisionally shore and stabilise the façade were carried out in parallel. Once the new supports*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

sobre el terreno, aunque protegidas por una berma exterior. La construcción de un sistema de sustentación provisional permitió la posterior eliminación de dicho terreno.

En primer lugar se hormigonaron unas vigas-arco pareadas, por el exterior e interior del pie de la fachada y a lo largo de los 300 metros del perímetro, abrazando el arranque de las pilastras de ladrillo (Figuras 14 y 15). Para la construcción se utilizaron unas pequeñas cimbras de madera, apoyadas directamente sobre el terreno, y se encofraron lateralmente con paneles fenólicos para lograr un acabado de hormigón visto.

Las vigas se conectaron con las pilastras mediante potentes pasadores tubulares que atraviesan la fábrica y con barras pretensadas alojadas en ellos, que al tesarse introducen un esfuerzo de compresión en el contacto hormigón-ladrillo. Durante la construcción se observó que las pilastras no eran macizas, sino formadas por dos hojas de ladrillo de 15 cm de espesor cada una, con una cámara intermedia, por lo que fue necesario rellenar con hormigón el hueco de la parte inferior de las pilastras.

Las barras de pretensado se protegieron con inyección de lechada de mortero en el interior de los tubos; la inyección se realizó después del tesado de las barras pero antes de que las vigas-arco pasaran a soportar las cargas de la fachada.

Para el apoyo provisional de la fachada y de las vigas-arco se realizó un recalce mediante micropilotes, situados en el hueco entre las dos vigas-arco de hormigón y coincidiendo con el centro de los arcos de la fachada. Los micropilotes (tipo TITÁN 73/56) eran autoperforantes, constituidos por un tubo de acero roscado por el exterior y en los que se realiza la inyección del terreno mediante lechada de cemento a través del hueco interior. El diámetro de la cabeza de perforación era de 200 mm.

Cada uno de los puntos de recalce estaba formado por un conjunto de cuatro micropilotes, creando una espe-

*were built, the demolition of the perimeter frame of the bullring, which had been maintained, could begin.*

### *6.1. Provisional shoring of the façade*

*In accordance with the architectural design, the height of the façade with respect to the sidewalks level had to be preserved, with the hollow space being used to house a support structure for the façade that would allow passing through to the interior of the building for pedestrian access to the ground floor. The structure has a strong bare-concrete annular lintel, composed of an array of arch beams, with alternating long and short spans, and V-shaped metal supports (Figure 13).*

*With the terrain outside the bullring lowered, the foundations and façade still rested on the ground, although protected by an outer berm. A provisional support system was built that later allowed this earth to be removed.*

*First, paired arch beams were cast on the outer and inner sides of the foot of the façade and along the 300 m perimeter, embracing the base of the brick pilasters (Figures 14 and 15). Small timber falsework was used to build these, resting directly on the ground, using phenolic formwork side panels to achieve an exposed-concrete finish.*

*The beams were joined to the pilasters with strong tubular battens that pass through the brickwork and house prestressed bars, which when tensioned generate a compression force at the concrete–brick interface. During construction these pilasters were found not to be solid, but rather composed of two rows of brick each 15 cm thick, separated by an air chamber, making it necessary to backfill the gap at the bottom of the pilasters with concrete.*

*The prestressing bars were protected by injecting mortar grout into the tubes after the bars were tensioned but before the arch beams began to bear the loads of the façade.*

*In order to provisionally support the façade and the arch beams, they were underpinned with micropiles, positioned in the gap between the two concrete arch beams and coinciding with the centre of the arches of the façade. The*





*Figuras 14 y 15. Viga-arco de pie de fachada*
*Figures 14 & 15. Arch beam at foot of façade*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figuras 16 y 17. Micropilotes y estructura de suspensión entre vigas-arco
*Figures 16 & 17. Minipiles and suspension structure between arch beams*

cie de torreta o castillete metálico. La capacidad de carga de cada uno de estos castilletes era de unos 1.000 kN, soportando globalmente los 40.000 kN que pesa la totalidad de la fachada. Esta capacidad de carga de los castilletes sólo era posible para limitadas longitudes libres de los micropilotes (unos 80 centímetros) o cuando los micropilotes quedaban rigidizados por una estructura metálica que triangulaba el conjunto de los 4 micropilotes con un paso no mayor de 60 centímetros.

Para transferir las cargas de la fachada y de las vigas-arco a los micropilotes se construyeron unas estructuras metálicas con forma de yugos y travesaños que servían para suspender el conjunto; por una parte, se soldaron a chapas embebidas y ancladas en las vigas de hormigón y, por otro lado, apoyaban en placas y tuercas roscadas directamente al tubo de los micropilotes (Figuras 16 y 17).

Aunque inicialmente se había previsto que la entrada en carga de los castilletes se realizara mediante gatos, finalmente se comprobó que las deformaciones diferenciales entre castilletes no comprometían la integridad de la fachada, por lo que no se llegaron a utilizar los gatos y se acortó el tiempo de ejecución.

La localización de los castilletes de micropilotes presentaba una variante en la zona de la calle Diputaciò, donde la fachada de la plaza arrancaba sobre un muro de mampostería que salvaba la diferencia de niveles entre el interior de la plaza y la acera. Para evitar que los micropilotes tuvieran que perforar la mampostería, que se disgregaba, y quedaran embebidos en el muro se duplicaron los castilletes, situándolos a ambos lados de las vigas-arco. La estructura metálica encargada de la transferencia de carga tuvo que ser diseñada expresamente para que hiciera de puente apoyado en los dos castilletes (Figura 18).

Otro caso particular de la sustentación de la fábrica corresponde al potente cuerpo de la puerta de acceso

*micropiles (TITÁN 73/56 type) were self-drilling, consisting of a steel tube threaded on the outside, into the hollow interior of which cement grout was then injected. The diameter of the drilling head was 200 mm.*

*Each of the underpinning points consisted of a set of four micropiles, creating a kind of metal tower or turret. The load capacity of each of these turrets was approximately 1.000 kN, with all of them bearing the total 40.000 kN weight of the façade. This load capacity of the turrets was only possible for limited free lengths of the micropiles (approximately 80 cm) or when the micropiles were stiffened with a metal structure that triangulated the set of four micropiles with a gap of not more than 60 cm.*

*To transfer the loads of the façade and arch beams to the micropiles, yoke-shaped metal structures with crossbars were built to suspend the unit; these were welded to embedded plates anchored onto the concrete beams and also rested on plates and bolts screwed directly onto the minipile tube (Figures 16 and 17).*

*Although it had been initially planned to use jacks to transfer the load to the turrets, it was subsequently found out that the differential deformation between the turrets did not compromise the integrity of the façade, so no jacking was necessary, thereby shortening the completion time.*

*The positioning of the micropile turrets varied somewhat in the Diputaciò street area, where the façade of the bullring lay on a stonework wall that covered the difference in level between the interior of the bullring and the sidewalk level. In order for the micropiles not to have to drill though this stonework, which tended to break up leaving them embedded in the wall, the turrets were doubled, positioning them on each side of the arch beams. The metal structure responsible for transferring the load had to be specially designed to act as a bridge that rested on the two turrets (Figure 18).*

*Another notable feature of the shoring of the brickwork was how the large Gran Vía entrance was dealt with. This structure is a large arch on two hollow pylons, with a small arcade on the upper floor (Figure 19). To provisionally*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026






Figuras 18 y 19. Castilletes, exterior en calle Diputaciò, y bajo la puerta principal
*Figures 18 & 19. Turrets, exterior on Diputaciò street, and beneath the main entrance*

desde la Gran Vía, formado por un gran arco sobre dos pilonos huecos y una pequeña arquería en la planta superior (Figura 19). Para soportar provisionalmente este elemento, además de dar continuidad a la viga-arco general de la fachada, se construyeron otras vigas de hormigón abrazando la fábrica por el exterior y por el interior de los pilonos, apoyadas sobre un denso conjunto de castilletes de micropilotes.

## 6.2. Estabilización provisional de la fachada

La otra intervención sobre la fachada consistió en dotarla de un estabilizador provisional exterior que sustituyera a la crujía interior de la antigua plaza, que no se había demolido hasta ese momento. El estabilizador se mantuvo hasta que se arriostró la fachada con la nueva estructura que se construyó en el interior.

Esta estructura provisional debía ser capaz de resistir las acciones horizontales a las que podía verse sometida la fachada exenta, bien de origen externo (viento) o interno (excentricidad debida a la falta de verticalidad de la fachada). Para ello se montó un entramado metálico modular que a través de los arcos de la fachada abrazaba los tres niveles de pilastras de fábrica y mediante triangulaciones horizontales y verticales lograba la rigidización del conjunto fachada-entramado (Figura 20).

El estabilizador tenía dos líneas de apoyo, por una parte arrancaba de las vigas-arco construidas en la base de las pilastras y recalzadas con los micropilotes, y por otra apoyaba sobre la coronación del muro pantalla o sobre la cabeza de los pilares metálicos exteriores más próximos, cuando el muro pantalla se encontraba a excesiva distancia de la fachada.



Figura 20. Estabilizador exterior de fachada
*Figure 20. Exterior façade stabiliser*

*support this structure and provide continuity for the general arch beam of the façade, further concrete beams were built to embrace the brickwork on the outer and inner sides of the pylons, resting on a dense array of micropile turrets.*

## *6.2. Provisional stabilisation of the façade*

*The other action undertaken on the façade was to equip it with a provisional exterior stabiliser to replace the interi-*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 21. Caballón de apoyo de la fachada (vista desde el interior)
*Figure 21. Ridge to support the façade (viewed from the interior)*

## 6.3. La fachada suspendida

Una vez construidas las estructuras de soporte y estabilización de la fachada ya fue posible acometer las últimas actividades que hacían posible dejarla "flotando en el aire", durante un tiempo significativo del desarrollo de la construcción.

En primer lugar se procedió, con las máximas precauciones, a la "deconstrucción" de la crujía interior de la plaza, mantenida como elemento estabilizador. Seguidamente se rebajaron los casi 5 metros del terreno del interior del cilindro hasta igualarlo con el nivel del exterior, pero preservando un estricto caballón de terreno sobre el que todavía apoyaba la fachada (Figura 21).

Por último, se procedió a la excavación del caballón de forma escalonada. En primer lugar se retiró, casi manualmente, el terreno coincidente con los castilletes, por bataches en rebajes sucesivos de un máximo de 80 cm para evitar el pandeo de los micropilotes y permitir arriostrarlos cada 60 cm mediante triangulaciones metálicas entre los mismos, lo que aseguraba su estabilidad y capacidad de carga para mayores alturas libres; sin lugar a dudas, se trató de una operación lenta que exigió un notable consumo de plazo. Finalmente, mediante medios mecánicos se excavaron los tramos del caballón que quedaban entre los castilletes, lo que dio lugar a la definitiva transferencia de las cargas de la fachada a los micropilotes de recalce provisional (Figuras 22 y 23).

Esta supresión del caballón dejó la totalidad de la fachada suspendida, dando lugar a unas espectaculares imágenes que producían la falsa impresión de

*or frame of the old bullring, which had not previously been demolished. The stabiliser was kept in place until the façade was supported by the new structure built inside.*

*This provisional structure had to be able to withstand the horizontal forces that the isolated façade would potentially be subjected to, of either external (wind) or internal origin (eccentricity owing to the façade's lack of verticality). To achieve this, a modular metal grid was erected, which, via the arches of the façade, embraced all three levels of brickwork pilasters and, by means of horizontal and vertical triangulations, stiffened the façade-grid unit (Figure 20).*

*The stabiliser had two support lines: one starting at the arch beams built at the base of the pilasters and underpinned with the micropiles, and another one at the top of the retaining wall or on the head of the nearest outer metal piers, when the wall was too far away from the façade.*

## 6.3. Suspension of the façade

*Once the structures to support and stabilise the façade were in place, the final tasks could be carried out to leave it "floating in the air" for significant time during the building development.*

*First, the interior frame of the bullring, which had been kept as a stabilising element, was "deconstructed" with*



Figuras 22 y 23. Excavación del caballón y arriostramiento de los micropilotes
*Figures 22 & 23. Excavation of the ridge and shoring of the minipiles*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 24. Fachada apoyada sobre castilletes
*Figure 24. Façade resting on turrets*

que todo el conjunto había sido izado sobre el terreno situado al nivel de las aceras (Figura 24).

## 7. CONSTRUCCIÓN BAJO RASANTE

La excavación de los sótanos, con una profundidad de 20 metros, estaba condicionada por el mantenimiento de la fachada sobre sus apeos provisionales y por la necesidad de proporcionar varios niveles de apoyo horizontal a las pantallas perimetrales, en las que resultaba inviable la ejecución de anclajes activos al terreno en su mayor parte.

Se optó por una solución combinada de excavación-construcción descendente, que afectaba a una corona perimetral adyacente a las pantallas, y de excavación-construcción ascendente convencional en la zona central del edificio (círculo de 83 metros de diámetro).

La construcción descendente del anillo perimetral permitió proporcionar un nuevo sistema de apoyo a la fachada, y la forma anular de las partes de forjado construidas en cada sótano creó unos potentes diafragmas horizontales, que dieron apoyo a las pantallas compensando los empujes enfrentados y obviando la necesidad de disponer anclajes temporales al terreno.

La excavación se realizó de forma simultánea en la corona perimetral y en el círculo interior, en fases escalonadas para permitir la construcción de los forjados perimetrales y la ejecución de los anclajes que fueron posibles. La rampa de obra, para la extracción

*great care. Then the almost 5 m of terrain on the interior of the cylinder was lowered to the same level as the exterior, while maintaining a strict earth ridge on which the façade continued to rest (Figure 21).*

*Finally, the ridge was excavated in stages. First, the terrain coinciding with the turrets was removed, almost by hand, and foundation trenches were successively lowered to a maximum of 80 cm to prevent the micropiles from buckling and enable them to be supported every 60 cm with metal triangulations between them, to assure their stability and load capacity for greater free heights. This was an extremely slow operation to which much of the available completion time had to be devoted. Finally, the remaining sections of the ridge between the turrets were excavated by mechanical means, whereupon the loads of the façade were definitively transferred to the provisional underpinning micropiles (Figures 22 and 23).*

*The removal of the ridge left the entire façade suspended, giving rise to spectacular images that give the false impression that the whole unit had been hoisted onto the ground at pavement level (Figure 24).*

## *7. CONSTRUCTION BELOW GROUND*

*The excavation of the basement levels, down to a depth of 20 m, was affected by maintaining the façade on its ancillary shoring and the need to provide various levels of horizontal support for the perimeter retaining walls, where for the most part it was not viable to build active anchorages into the ground.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

de las tierras se situó adosada a la pantalla de la calle Llançà, que estaba anclada al terreno.

### 7.1. Excavación y construcción descendente de la corona perimetral

Una vez igualado el nivel interior de la plaza con el del exterior, los pesados equipos de pilotaje accedieron al interior de la plaza y se completó la cimentación profunda de la corona perimetral construyendo 36 pilotes-pilar dispuestos sobre una circunferencia de 88 metros de diámetro. Las características geométricas y resistentes de los pilotes-pilar eran similares a las de los ya construidos en el exterior de la plaza. Los pilares interiores y exteriores, conjuntamente con los muros pantalla, proporcionaron los necesarios apoyos a los forjados de la corona perimetral.

Aunque el proyecto contemplaba realizar una primera fase de excavación hasta el nivel del sótano -1, para que éste forjado fuera el primero en ser hormigonado, se vieron notables ventajas en modificar el orden de ejecución y se optó por acometer en primer lugar la construcción de la planta baja sobre el terreno, a nivel de calle. Esta anticipación permitía reducir el desplazamiento de la cabeza de las pantallas y aumentar el ritmo de la construcción al evitar que la excavación de los 5 metros de altura del primer sótano se viera frenada por una ejecución escalonada para el arriostramiento de los micropilotes que soportaban la fachada.

El forjado de planta baja tiene una geometría compleja con diversos cambios de nivel impuestos por la arquitectura y está resuelta con una losa maciza de hormigón de 40 cm, reforzada por una serie de vigas de cuelgue radiales que van desde los pilares interiores a los exteriores o a la pantalla y dan apoyo a una viga anular, en la vertical de la fachada, conformando la urdimbre sobre la que arranca el sistema de sustentación definitivo de la antigua fachada.

Las vigas radiales de refuerzo son de hormigón pretensado, mientras que la losa es armada. Esta estructura se construyó directamente sobre el terreno, sobre una capa de mortero autonivelante forrado con tablero fenólico, garantizando un acabado visto del hormigón.

Las vigas de refuerzo, anular o radiales, coincidían con los castilletes de micropilotes y se maclaban y conectaban con ellos de forma que al pretensar las vigas radiales las cargas de la fachada pasaban a ser soportadas por el sistema de vigas. Los tramos de micropilotes situados bajo las vigas quedaban liberados de su misión resistente, eliminando la necesidad de efectuar la siguiente fase de excavación por pequeñas rebanadas para arriostrar los micropilotes; al no tener carga alguna, los micropilotes se pudieron cortar y eliminar durante la excavación, facilitando ésta de una manera significativa.

*A combined solution was opted for, with excavation and top-down construction, affecting a perimeter crown adjacent to the walls, and excavation and bottom-up construction in the central part of the building (circle 83 m in diameter).*

*The cut and cover construction of the perimeter ring provided a new support system for the façade, and the ring shape of the slab parts built on each basement level created strong horizontal diaphragms that supported the walls, offsetting the earth pressures suffered and avoiding the need to fit temporary anchorages into the ground.*

*The excavation of the perimeter crown and inner circle were done simultaneously, in staggered stages so that the perimeter slabs and any possible anchorages could be built. The site ramp used to extract the earth was positioned adjoining the Llançà street retaining wall, which was anchored into the terrain.*

### *7.1. Excavation and top-down construction of the perimeter crown*

*Once the interior and exterior levels of the bullring had been equalled, the heavy pile-driving equipment could be brought into the interior of the bullring and the deep foundations of the perimeter crown completed, by building 36 plunge columns arranged around a circumference 88 m in diameter. The geometric and resistance characteristics of the plunge columns were similar to those of the ones already built outside the bullring. The inner and outer piers, together with the walls, provided the necessary support for the slabs of the perimeter crown.*

*Although the original design planned for an initial excavation phase down to the level of basement –1, in view of which this slab was the first to be cast, a change to the order of execution was found to have several advantages, so it was opted to begin by building the ground floor on the terrain, at street level. By bringing this task forward, it was possible to reduce the displacement of the head of the retaining walls and increase the work rate, as the excavation of the 5 m height of the first basement would no longer be held up by staggered building to allow for the micropiles supporting the façade to be strutted.*

*The ground-floor slab has a complex geometrical design with various changes in level imposed by the architecture. It was designed with a 40 cm concrete slab, reinforced with a set of radial hanging beams running from the inner supports to the outer ones or to the retaining wall and supporting an annular beam, on the vertical of the façade, to create the warp where the final support system for the old façade begins.*

*The radial booster beams are made of prestressed concrete, while the slab is made of reinforced concrete. This structure was built directly on the ground, on a layer of self-levelling mortar lined with phenolic decking to assure an exposed-concrete finish.*

*The annular or radial booster bars coincided with the micropile turrets and were plugged and joined to these in such a way*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

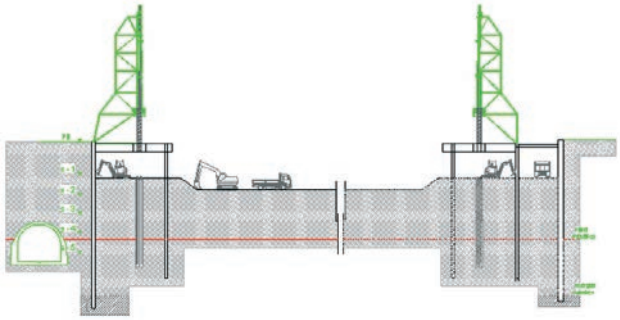


Figura 25. Croquis de la fase inicial de la construcción descendente
*Figure 25. First stage of top-down construction*





Figuras 26 y 27. Vistas de la excavación bajo la estructura de planta baja
*Figures 26 & 27. Views of excavation below the ground-floor structure*

La construcción de la corona perimetral continuó en sentido descendente siguiendo la secuencia de actividades siguiente:

– Excavación hasta el nivel del sótano -1 (desmontando los tramos de micropilotes y eliminando el mortero envolvente de los pilares metálicos) (Figuras 25, 26 y 27).

– Regularización y preparación del encofrado sobre el terreno, montaje de crucetas metálicas en los pilares y hormigonado de la losa correspondiente al sótano -1 (espesor 40 cm).

– Excavación hasta el nivel del sótano -3, que dejaba un gálibo cómodo para el movimiento de la maquinaria de excavación y de transporte de tierras (Figuras 28 y 29).

– Hormigonado de la losa correspondiente al sótano -3, repitiendo las mismas operaciones de preparación realizadas en la losa del sótano -1.

– Excavación hasta el nivel inferior de la losa de cimentación del sótano -5, dejando también un gálibo cómodo para la excavación (Figura 30).

– Las losas de los sótanos -2 y -4 se hormigonaron

*that when the radial beams were prestressed the loads of the façade were taken over by the beam system. The micropile sections beneath the beams were released from their withstanding mission, thereby eliminating the need for the following excavation stage to be staggered in order to allow the micropiles to be strutted; since they no longer bore any load, the micropiles could be cut and removed during the excavation work, which was made much easier as a result.*

*The building of the perimeter crown continued with a top-down construction, following this sequence:*

– *Excavation down to the level of basement –1 (dismantling the micropile sections and removing the mortar from around the metal supports) (Figures 25, 26 and 27).*

– *Regularisation and preparation of the formwork on the ground, assembly of metal crosspieces on the piers and casting of the slab for the –1 basement level (40 cm thick).*

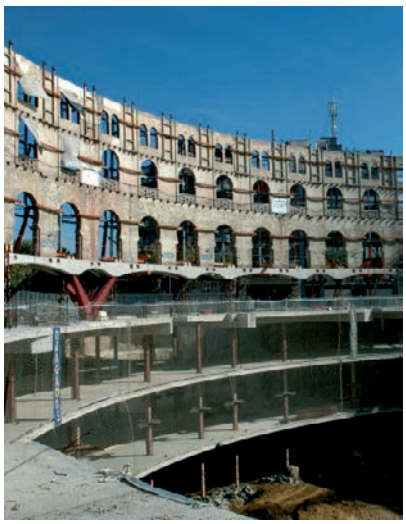
– *Excavation down to the level of basement–3, leaving ample headroom for manoeuvres by the digging and earth-transport machinery (Figures 28 and 29).*

– *Casting of the slab for basement–3, repeating the same preparatory operations as for the basement –1 slab.*

– *Excavation down to the lower level of the basement –5 foundation slab, also leaving ample headroom for the excavation work (Figure 30).*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

Figuras 28 y 29. Fases de excavación descendente hasta sótanos -3 y -5, respectivamente
*Figures 28 & 29. Top- down excavation stages to basement levels –3 and –5, respectively.*

sobre encofrados apuntalados sobre la planta -3, una vez lograda la capacidad de carga suficiente, y sobre el sótano -5.

También en sentido descendente se fueron reforzando las secciones resistentes de los pilares metálicos, recreciéndolos con una camisa de hormigón armado, autocompactable, que mediante una conexión con pernos en toda la altura pasaron a transformarse en secciones mixtas.

– *The slabs for basements –2 and –4 were cast on shuttered formwork on level –3, once sufficient load capacity had been achieved, and on basement level –5.*

*Also working downwards, the resistant sections of the metal supports were reinforced by increasing them with a sleeve of self-compacting reinforced concrete, which became composite steel and concrete structures via a bolted connection at full height.*

## 7.2. Cimentación

Al alcanzar con la excavación la máxima profundidad se procedió a completar la cimentación profun-

## *7.2. Foundations*

*When the excavation had reached its maximum depth, the deep foundations of the perimeter crown were completed*

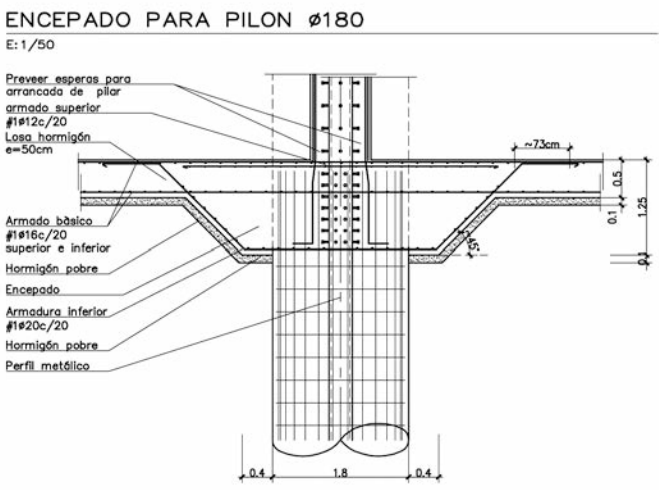


Figura 30. Vista general en la fase de máxima excavación
*Figure 30. General view during the maximum-excavation stage*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026






Figuras 31 y 32. Detalle de cabeza de pilote y arranque de pilar, y croquis de encepado
*Figures 31 & 32. Detail of pile cap and support base, and diagram of pile cap*

da de la corona perimetral y acometer la cimentación de las estructuras del círculo central.

Bajo la corona perimetral se descubrieron y descabezaron los pilotes-pilar, realizando ensayos de integridad "cross-hole" de los pilotes y comprobando directamente el arranque de los pilares metálicos. En algunos casos se detectaron pequeñas anomalías por discontinuidades locales en el hormigón de los pilotes o por excentricidades de los pilares que exigieron una comprobación de las condiciones reales de seguridad, tanto de los pilotes como de los pilares, resultando normativamente válidos todos ellos.

Se construyeron encepados en las cabezas de los pilotes con la finalidad de reforzar la conexión con el arranque de los pilares metálicos (colocación de pernos conectadores), de anclar en ellos las armaduras de la sección de hormigón de los pilares mixtos y de establecer la continuidad con la losa general del fondo de la excavación (Figuras 31 y 32).

La losa de fondo, con un espesor de 50 cm, proporciona una rigidización y encadenado de los pilotes y de la pantalla perimetral y constituye un elemento de resistencia ante la subpresión, asegurando la estanqueidad cuando se recupere el nivel freático.

En la cimentación de los soportes de la zona central hay que considerar dos grupos muy diferentes:

– Cuatro macizos de arranque de dobles fustes de hormigón, que además de soportar los forjados de los sótanos y la planta baja, sirven de apoyo a los pilares que soportan la gran plataforma de cubierta. La carga sobre cada uno de estos macizos se estimó en algo más de 30.000 kN.

– Cimentación de los pilares intermedios con cargas mucho más modestas, cuya separación media es de unos 10 metros y sólo reciben las cargas de los sótanos y de planta baja.

*and the foundations of the central-circle structures were built.*

*Beneath the perimeter crown the plunge columns were uncovered and their caps were removed, carrying out cross-hole tests of the integrity of the piles and directly checking the bases of the metal piers. In some cases minor anomalies were detected, caused either by local discontinuities in the concrete of the piers or by the eccentricity of the piers, and calling for the actual safety conditions of both the piles and the supports to be confirmed. All were found to be compliant with the applicable regulations.*

*Pile caps were built to strengthen the joint with the base of the metal piers (by fitting connecting bolts), to anchor onto them the reinforcement of the concrete section of the composite supports and establish continuity with the main slab of the excavation base (Figures 31 and 32).*

*The base slab, 50 cm thick, stiffens and links the piles and the perimeter retaining wall, acting to resist uplift while assuring watertightness when the water table is recovered.*

*The foundations of the supports in the central area can be clearly differentiated into two groups:*

– *Four base blocks of twin concrete walls, which, besides supporting the slabs of the basement levels and ground floor, also serve to support the piers that bear the large roof platform. The load on each of these blocks was estimated as being somewhat greater than 30.000 kN.*

– *Foundations of the intermediate supports with much lighter loads; their average separation is approximately 10 m and they bear only the loads of the basements and ground floor.*

*For these blocks the project design called for deep foundations with eight piles 1.200 mm in diameter, with superficial footings for the intermediate supports. However, owing to the very high ground resistance at the level of the foundations and the major release of the load caused by the exca-*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

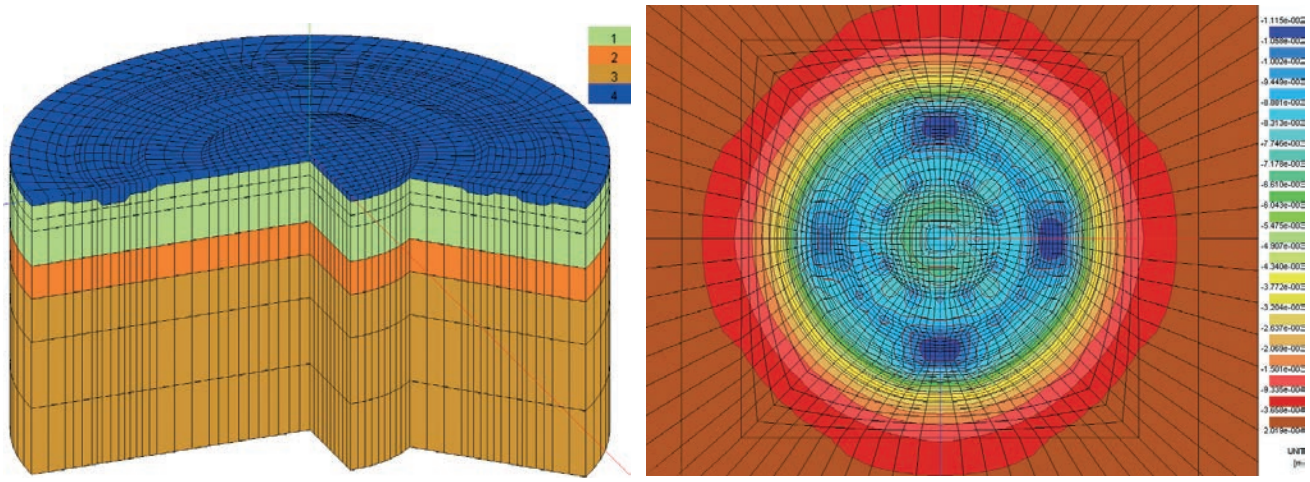


Figura 33. Imágenes de discretización de la losa y el terreno y distribución de tensiones verticales
*Figure 33. Images of EFM of slab and ground and distribution of vertical stresses*

El proyecto definía para los macizos una cimentación profunda con 8 pilotes de 1200 mm de diámetro y para los pilares intermedios una cimentación directa superficial. Sin embargo, la muy firme resistencia del terreno al nivel de la cimentación y la importante descarga producida por la excavación, de alrededor de 25 metros, dieron pie a analizar la viabilidad de cimentar el conjunto de forma directa.

Se realizaron ensayos presiométricos adicionales, coincidentes con el emplazamiento de los cuatro macizos, así como algunas placas de carga. Con la información obtenida se modelizó el terreno y la cimentación directa en 3D (Z Soil 3D) y siguiendo el proceso evolutivo de excavación, construcción de la cimentación y aplicación gradual de la carga de los pilares, se obtuvieron las tensiones y deformaciones del terreno y del cimiento, [7] (Figura 33).

El análisis se realizó para dos hipótesis diferentes, con y sin presencia de la subpresión producida por el nivel freático situado 4 metros por encima de la cimentación. La evaluación de las tensiones y de las deformaciones se realizó a partir de la hipótesis "sin subpresión", que proporcionó valores más elevados, arrojando las siguientes conclusiones:

– Las máximas tensiones (0,38 MPa) no superarían las iniciales del terreno antes de la descarga (0,45 MPa).

– Los asientos serían elásticos, en un ciclo de recarga, con valores máximos de unos 12 mm.

– Los mayores asientos diferenciales entre los soportes no superarían el valor L/1000.

En base a este análisis se adoptó la solución de cimentación directa, eliminando los pilotes y las grandes dificultades asociadas al acceso de los equipos de perforación hasta el fondo de la excavación.

La cimentación construida consiste en una losa general (losa de subpresión) con incremento de canto

*vation (approximately 25 m), the viability of using shallow foundations for the unit was explored.*

*Further pressure-meter tests were carried out, coinciding with the location of the four blocks, as well as some load plates. The data obtained was used to 3D-model the terrain and shallow foundations (Z Soil 3D). By following the evolutionary process of excavating, building the foundations and gradually applying the load from the supports, the stresses and strains of the terrain and foundations were obtained [7] (Figure 33).*

*The analysis was done for two different hypotheses: with and without the presence of the uplift caused by the water table located 4 m above the foundations. Evaluation of the stresses and strains was based on the "no uplift" hypothesis, which gave higher values. The following conclusions were drawn:*

– *The maximum stresses (0,38 MPa) did not exceed the terrain's initial stresses prior to unloading (0,45 MPa).*

– *Settlements would be elastic, in a reloading cycle, with maximum values of approximately 12 mm.*

– *The greatest differential settling between the supports would not exceed the value L/1.000.*

*Based on this analysis, the shallow foundations solution was adopted, eliminating the piles and the major great difficulties involved in providing access for the drilling equipment down to the bottom of the excavation.*

*The foundations built consist of a main slab (uplift slab) whose thickness increases to 2,50 m at the support blocks of the main walls, thickening to 1,50 m at the two annular rings and beneath the central supports and also increasing at the edge of the joint with the perimeter-ring slab (a pin-based joint to create a pin bearing that provides a certain degree of freedom of rotation) (Figure 34).*

### *7.3. Bottom-up construction of the central circle*

*The structure of the central circle consists of five slabs supported by the eight main piers (elliptical cross-section)*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

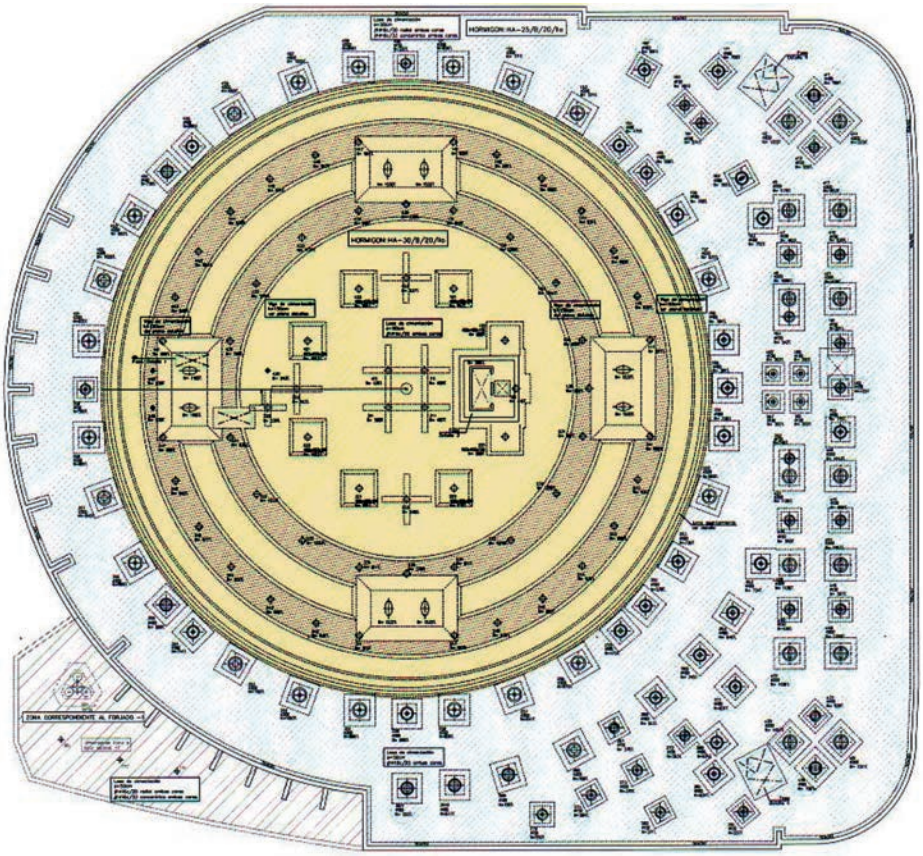


Figura 34. Planta de cimentación, destacando la del círculo central
*Figure 34. Plan of foundations, highlighting those for the central circle*

hasta 2,50 m en los macizos de apoyo de los fustes principales, regruesamiento hasta 1,50 m en dos vigas anulares y bajo los soportes centrales y aumento también en el borde de conexión con la losa del anillo perimetral (unión ésta realizada con pasadores para crear una rótula que proporciona cierta libertad de giro) (Figura 34).

### 7.3. Construcción ascendente del círculo central

La estructura del círculo central la forman 5 losas soportadas por las 8 pilas principales (sección elíptica) y 67 columnas, así como por el núcleo resistente de los ascensores de comunicación con los sótanos.

Las 4 losas inferiores son completas, ocupando todo el círculo, con pasos para escaleras y ascensores como únicos huecos que interrumpen su continuidad. Sin embargo, la losa de la planta baja presenta mayor complejidad, con varios cambios de nivel, los fosos inferiores de escaleras y rampas mecánicas y un hueco importante en forma de corona circular, para crear un lucernario sobre el sótano -1 (Figura 35).

La conexión de cada una de las losas con sus correspondientes tramos de la corona perimetral se realizó mediante pasadores metálicos, materializando también una articulación que flexibiliza el comportamiento de la estructura ante los posibles asientos dife-

*and 67 columns, as well as by the resistant core of the lifts shaft communicating with the basement levels.*

*The four lower slabs are complete, occupying the entire circle, with their continuity broken only by the gaps for stairways and lifts. However, the ground-floor slab is more complex, with several changes in level, the lower stair wells and moving walkways and a large circular gap for a skylight over the basement –1 level (Figure 35).*

*The connection between each of the slabs with its corresponding sections of the perimeter crown was achieved with metal pins, also creating a joint to optimise the structure's flexibility to deal with any differential settlement between the deep-foundations area and the shallow foundations built directly on the ground.*

*The reinforced-concrete slabs and supports were built traditionally, i.e. upwards, with each being shored onto the one immediately below, although the large size of the surface obliged the work to be divided into sectors and the progress of the building work staggered (Figures 36 and 37).*

## *8. CONSTRUTION ABOVE GROUND*

*Whereas the construction below ground covers the entire plot (although not all the basements are at the same depth through-*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 35. Vista del sótano -1 y de la losa de planta baja con lucernario
*Figure 35. View of basement level –1 and the ground-floor slab with skylight*

renciales entre la zona de cimentación profunda y la cimentada directamente sobre el terreno.

Las losas y soportes son de hormigón armado y se construyeron de forma tradicional, en sentido ascendente, apuntalando cada una de ellas sobre la inmediata inferior, aunque la gran magnitud de la superficie obligó a una sectorización y al escalonamiento en el avance de la construcción (Figuras 36 y 37).

## 8. CONSTRUCCIÓN SOBRE RASANTE

Así como la construcción bajo rasante se extiende a la totalidad de la manzana, aunque no en toda ella tienen los sótanos la misma profundidad, la edificación que emerge desde el nivel de calle tiene una menor ocupación en planta y se aglutina en unos elementos claramente diferenciados.

Indudablemente, el de mayor importancia y el que marca el carácter emblemático del conjunto es el edifi-

*out), the building above street level covers a smaller area of the plot, consisting of clearly differentiated elements.*

*Undoubtedly, the most important of these, inasmuch as it marks the iconic status of the complex, is the building delimited by the red cylinder of the old bullring façade. Nevertheless, the eccentric location of the bullring on the plot frees up a significant amount of space towards the Llançà street side, enabling the E-Forum office building to be erected there. The complex is completed by the communications tower and three separate stairways for evacuation from the roof platform of the main building.*

*The next section of this paper focuses on the circular building, describing the construction of the inner structure and the operations for the final support and stabilising of the old façade. Both the top platform, which covers the circular building, and the tree-like supports on which it rests are each dealt with in a separate dedicated section, owing to their special features and structural independence from the cylindrical unit (Figure 38).*





Figuras 36 y 37. Vista general y detallada de la construcción ascendente sectorizada
*Figures 36 & 37. General and detailed view of upward construction divided into sectors*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

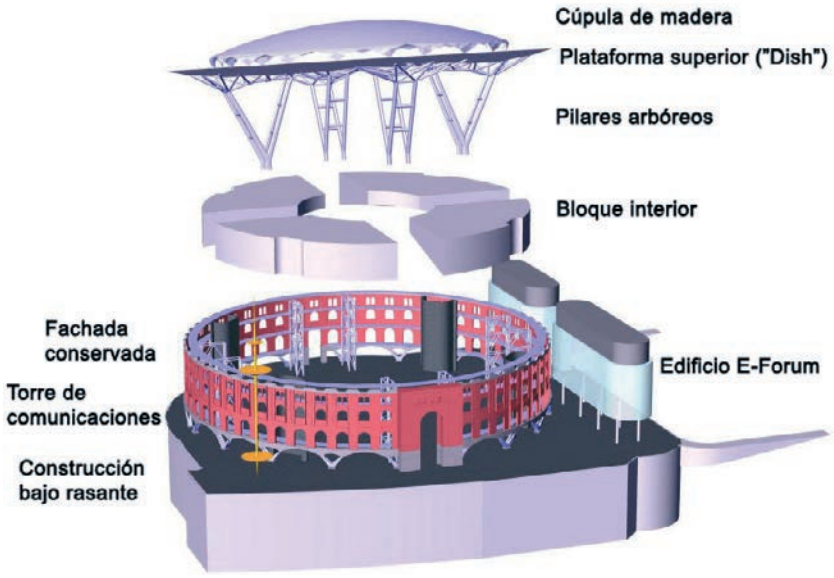



Figura 38. Imagen 3D de las diferentes partes del Centro
*Figure 38. 3D image of the various parts of the complex*

cio delimitado por el cilindro rojo de la antigua fachada taurina. Sin embargo, la ubicación excéntrica de la plaza en la parcela libera un espacio importante hacia el lateral de la calle Llançà, que ha permitido la construcción en él del edificio de oficinas E-Forum. Completan el conjunto la torre de comunicaciones y tres escaleras exentas para evacuación de la plataforma de cubierta del edificio principal.

El siguiente apartado se centra en el edificio circular, tratando sobre la construcción de la estructura interior y sobre las operaciones de sustentación y estabilización definitivas la antigua fachada. Tanto la plataforma superior, que cubre el edificio circular, como los pilares arbóreos que la sustentan, son tratados en otro apartado específico, dada su singularidad e independencia estructural con respecto al bloque cilíndrico (Figura 38).

## 8.1. Edificación interior

El edificio cilíndrico aloja en su interior un bloque con cuatro alturas, organizado en planta con un gran hueco central abierto hacia arriba, creando un amplio atrio circular que evoca la arena del antiguo coso taurino. En sentido radial, también se crean discontinuidades importantes para alojar las escaleras mecánicas, haciendo que el bloque se encuentre dividido en cuatro cuadrantes independientes, únicamente interconectados por pasarelas anulares ligeras que vuelan sobre el atrio.

La altura total del bloque coincide con la de fachada, quedando la planta 4 enrasada con la coronación. Las dos plantas inferiores constituyen una especie de basamento de hormigón sobre el que arrancan las plantas superiores destinadas a salas de cine, resueltas con estructura metálica.

## *8.1. Interior building*

*The interior of the cylindrical building houses a unit with four levels, laid out on the ground plan view with a large central opening towards the top, creating a large circular atrium that is reminiscent of the sand-covered arena of the old bullring. There are also several large radial gaps to house the escalators, which divide the unit into four separate quadrants, interconnected only by light annular walkways running over the atrium.*

*The total height of the unit is the same as that of the façade, with level 4 at the same level as the crown. The two lower floors make up a kind of concrete base for the upper floors, intended for cinema theatres and resolved with steel structure.*

*The architectural layout of the first floors is simple and their structure is also simple and conventional. They rest on composite steel and concrete columns, extensions of those that rise from the basement levels. They are resolved with reinforced-concrete slabs, with some local prestressed reinforcement as a result of the spans and loads to be borne locally. The building process for this concrete podium was traditional, using formworks shored with props.*

*The two upper levels of the unit, as far as the top of the old façade, house a 12-screen cinema multiplex (three screens in each quadrant) and associated spaces (Figure 39). The lower level of the screens and access gallery lie on the slabs of level 2, from where the sloping planes of the auditorium rise up to level 3, where the projection booths are located. The roofs of the theaters, level 4, are intended for sporting and spa use, with the corresponding load-capacity requirements.*

*Much of the auditoriums and top deck has a considerable cantilever over the floor below, towards the central atrium.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 39. Bloque de estructura que alberga 3 salas de cine
*Figure 39. Structural unit housing three cinema screens*

La ordenación arquitectónica de las primeras plantas es sencilla e igualmente su estructura es simple y convencional. Apoyan sobre columnas mixtas, prolongación de las que suben desde los sótanos, y están resueltas con losas de hormigón armado, con algunos refuerzos locales de pretensado como consecuencia de las luces y cargas que localmente tienen que soportar. El proceso constructivo de este basamento de hormigón ha sido tradicional, utilizando encofrados apeados con puntales.

Los dos niveles superiores del bloque, hasta la coronación de la antigua fachada, albergan 12 salas de cine (3 en cada cuadrante) y los espacios anexos (Figura 39). El nivel inferior de las salas y la galería de acceso se encuentran sobre las losas de la planta 2 y a partir de él suben los planos inclinados de los graderíos hasta alcanzar el nivel 3, en el que se encuentran las cabinas de proyección. Las cubiertas de los cines, nivel 4,

*The curved geometry, limited supports and open space required in the movie theatres resulted in a structure of such complexity that it was considered most appropriate to resolve it with a steel structure.*

*The structure of each quadrant is laid out as a rigid box with steel truss on the enclosing vertical planes and a number of interior piers, located on the dividers between movie theatres, which support the sloping and horizontal structures (Figure 40). Most of these supports are built as extensions of those below, although in some cases, such as those situated at the base of the auditorium, they rest directly on the concrete slab.*

*The main beams are located on the radial walls of each quadrant, between the movie theaters and stair cores. They are trusses of variable thickness between the double height of the support area and the height of the single floor at the*

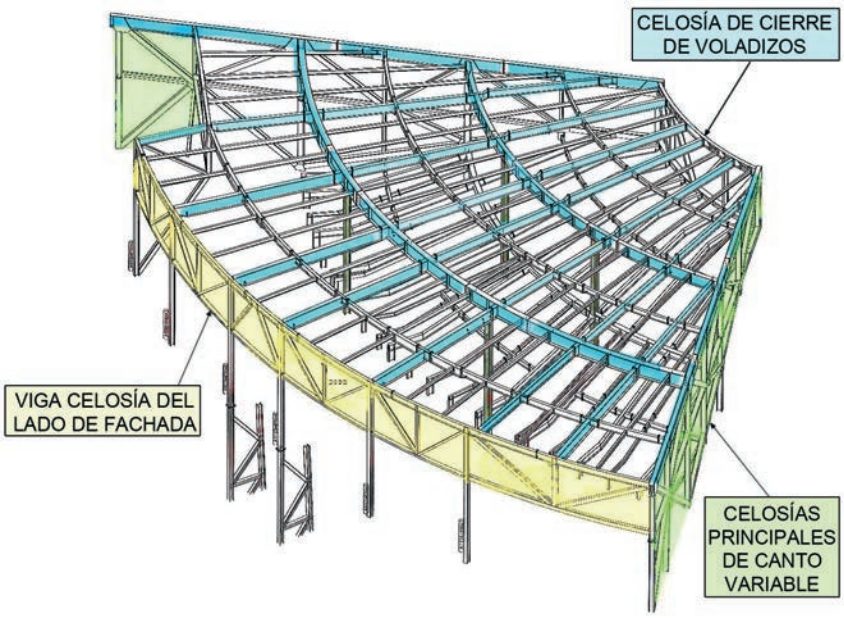



Figura 40. Esquema de la estructura de un bloque de cines
*Figure 40. Structure of a cinema unit*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

se destinan a uso deportivo y termal, con las correspondientes exigencias de capacidad de carga.

Una parte importante de los graderíos y la meseta superior están en pronunciado voladizo sobre la planta inferior, hacia el atrio central. La geometría en curva, la limitación de apoyos y la diafanidad requerida en las salas dan lugar a que la estructura tenga una complejidad que se consideró más apropiado resolver con estructura metálica.

La estructura de cada cuadrante está organizada como una caja rígida con celosías metálicas en los planos verticales envolventes y con una serie de pilares interiores, ubicados en las divisorias entre salas, que sustentan las estructuras inclinada y horizontal (Figura 40). La mayor parte de los apoyos se realizan como prolongación de los pilares inferiores, aunque algunos otros, como los situados en el arranque de los graderíos, lo hacen directamente sobre la losa de hormigón.

Las vigas principales están situadas en los cerramientos radiales de cada cuadrante, entre las salas y los núcleos de escaleras. Son celosías de canto variable entre la doble altura de la zona de apoyo y la altura de una sola planta en el extremo volado. Los extremos del voladizo se conectan con otra viga celosía con el canto de una planta e, igualmente, los extremos del lado de la fachada también están unidos con otra celosía, aunque la mayor luz de esta zona exige apoyarse en pilares intermedios.

El resto de la estructura lo forma una retícula de vigas embrochaladas, con secciones en doble T, armadas o laminadas según la magnitud de los esfuerzos, buscando minimizar el canto para no penalizar la altura libre de las salas de proyección. Sobre esta viguería se extiende una losa de hormigón sobre chapa metálica colaborante, dando lugar a secciones mixtas para dotar de una mayor rigidez al conjunto.

La totalidad del acero de esta estructura es de calidad S 355JR. Las uniones y nudos construidos en taller se realizaron mediante soldadura, mientras que en la mayoría de las uniones en obra, para el ensamblaje de las piezas se utilizó tornillería de alta resistencia (calidad 10.9).

El montaje se inició con los pilares y las celosías radiales principales, seguido por las celosías del lado del atrio. A continuación se montó la perfilería de los graderíos y, finalmente, la perfilería del nivel 4 y las celosías de cierre del lado de la fachada. Parte de esta última perfilería tuvo que ser apuntalada durante el hormigonado de la losa para reducir las deformaciones y las tensiones en el estado de carga inicial (Figura 41).

## 8.2. Sustentación definitiva de la fachada conservada

La construcción sobre rasante también incluye la sustentación definitiva de la fachada de

*cantilever end. The ends of the cantilever are connected to another truss with the thickness of one floor and, likewise, the ends of the façade side are also joined to another truss, although the larger span in this area makes it necessary for intermediate piers to be used.*

*The rest of the structure consists of a grid of spliced beams, with double-T sections, assembled or rolled depending on the stresses to be supported, seeking to minimise the thickness so as not to sacrifice headroom in the projection rooms. On this beam grid a concrete slab rests on metal decking plate, giving rise to composite steel and concrete sections to make the structure more rigid.*

*All the steel used for this structure is of S 355JR quality. The workshop-made joints and nodes were welded, while for most of the on-site joints heavy-duty bolts (quality 10.9) were used.*

*Erection began with the piers and main radial trusses, followed by the trusses on the atrium side. Next, the terracing framework was assembled, and finally the framework for level 4 and closure trusses on the façade side were erected. Part of this latter framework had to be shored during the casting of the slab to reduce strains and stresses in the initial load state (Figure 41).*

## *8.2. Final support of the preserved façade*

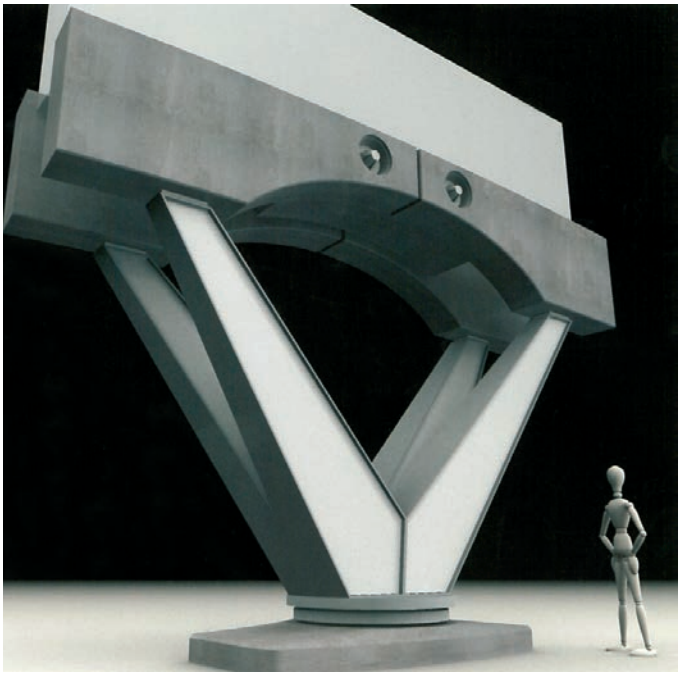
*Above, ground-level construction also included the final support for the brick façade, as its support on the micropile turrets and propping by the exterior stabiliser were only temporary solutions. As the construction of the new interior structure progressed, at a certain point it was possible to replace the temporary structures with those that would permanently perform the same task.*

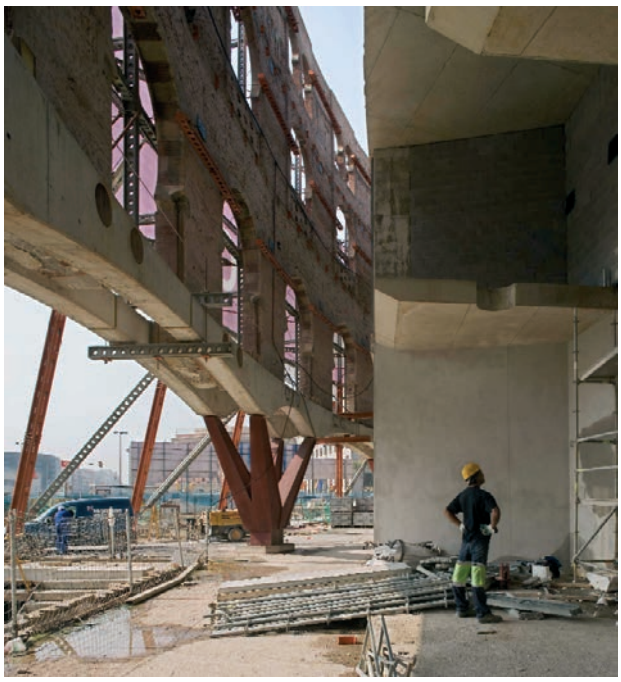


Figura 41. Vista general con el nivel 4 ya hormigonado
*Figure 41. General view after level-4 concrete was cast*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026





Figuras 42 y 43. Imagen 3D y vista real de pilar tipo para apoyo de fachada
*Figures 42 & 43. 3D and real-life image of standard façade support*

ladrillo, ya que su apoyo sobre los castilletes de micropilotes y su arriostramiento por el estabilizador exterior constituían una situación provisional. El avance de la construcción de la nueva estructura interior permitió, que a partir de cierto momento, se pudieran sustituir los elementos provisionales por los que definitivamente habrían de remplazarlos en su función.

Los castilletes fueron sustituidos por pilares metálicos y el estabilizador fue retirado al vincular la fachada con la estructura del bloque interior; estas operaciones no fueron coincidentes en el tiempo.

### *8.2.1. Pilares definitivos para apoyo de la fachada*

La sustentación definitiva de la fachada se realiza sobre 22 pilares metálicos y dos potentes pilonos de hormigón emplazados bajo los fustes de la puerta principal de la plaza.

La mayor parte de los pilares (14 unidades) tienen una geometría en doble V, siguiendo las aristas de una pirámide invertida (Figuras 42 y 43). Otros 6 soportes tienen una geometría que responde a la mitad de la pirámide de los soportes tipo, pues sólo disponen de dos de las aristas. Finalmente, en una nueva puerta de acceso al edificio, donde la viga-arco pareada tiene una interrupción, los soportes mantienen la forma en V pero dentro de un plano vertical radial.

En todos los casos las bases de apoyo se encuentran sobre la viga anular de la planta baja y los extremos superiores reciben las cargas de las vigas-arco pareadas construidas en la base de la fachada, coincidiendo su ubicación con los arcos de menor luz.

*The turrets were replaced with steel supports and the stabiliser was removed when the façade was connected to the structure of the interior unit. These operations took place at different times.*

### 8.2.1. Final façade supports

*The final façade support consists of 22 steel piers and two large concrete columns positioned beneath the walls of the main entrance to the bullring.*

*Most of the supports (14 units) have a double-V shape, following the edges of an inverted pyramid (Figures 42 and 43). Another six supports have the geometry of half the standard-support pyramid, since they only have two of the edges. Finally, at a new entrance to the building, where the paired arch beam is interrupted, the supports maintain their V shape but within a radial vertical plane.*

*In all cases the support bases rest on the ground-floor annular beam, and the top ends receive the loads of the paired arch beams built at the base of the façade, being positioned to coincide with the arches with the smallest spans.*

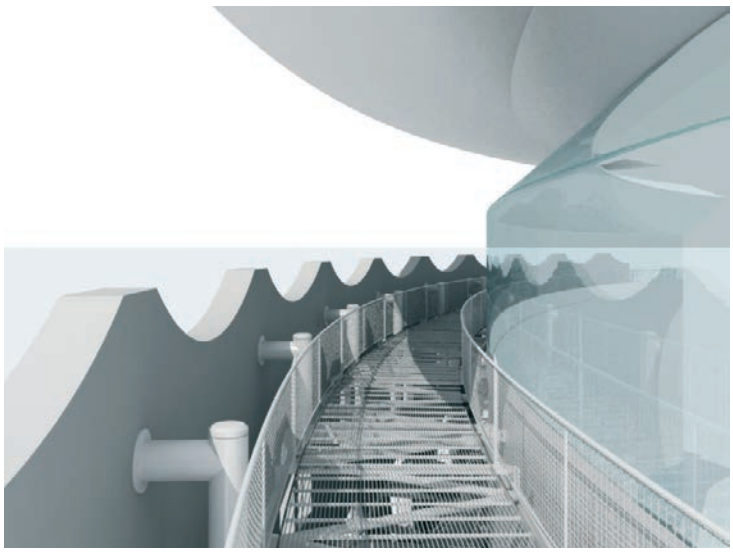
*Each of the arms of the supports presents a box-shaped geometry of varying dimensions, which reduces with the height. They are made of plates of S 355JR steel.*

*The erection of the first final supports began before the top-down construction was completed and continued until the building of the interior-unit structure was well advanced. Over this extended period, the turrets continued to serve their shoring function, and they were only removed once the structure of the interior unit was practically finished.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026





Figuras 44 y 45. Vista de pasarela de conexión intermedia e imagen de conexión superior
*Figures 44 & 45. View of intermediate connecting walkway and image of upper link*

Cada uno de los brazos de los pilares presenta una geometría en cajón de dimensiones variables, que disminuyen con la altura, estando conformados por chapas de acero S 355JR.

El montaje de los primeros soportes definitivos se inició antes de haber concluido la fase de construcción descendente y se prolongó hasta bien avanzada la ejecución de la estructura del bloque interior; durante este dilatado periodo los castilletes siguieron manteniendo la función de sustentación y su retirada se llevó a cabo cuando la estructura del bloque interior estaba prácticamente concluida.

La transferencia definitiva de las cargas de la fachada a los nuevos soportes se hizo reduciendo paulatinamente la rigidez de los castilletes, mediante aplicación de calor sobre los micropilotes, para garantizar un suave flujo de la carga de los castilletes a los pilares metálicos.

### *8.2.2. Conexión entre la fachada y el bloque interior*

De la misma forma que las plantas sobre rasante del bloque interior se abren hacia el atrio central, su radio exterior no llega estrictamente hasta la antigua fachada de fábrica, sino que retranquea su perímetro, dejando una corona anular de unos tres metros de ancho confinada por una especie de doble fachada. En este espacio se desarrolla un sistema de pasarelas que funcionalmente están destinadas a soporte de instalaciones y conductos (nivel 1) y a vía de evacuación de los usuarios de los cines (nivel 2) y de los centros deportivos (nivel 4) (Figura 44).

Estructuralmente, las pasarelas establecen la vinculación de la fachada de fábrica con la estructura del bloque interior, creando el sistema de estabilización definitivo, en sustitución de la estructura metálica

*The final transfer of the façade loads to the new supports was carried out by gradually reducing the stiffness of the turrets, applying heat to the micropiles to ensure that the load shifted gently from the turrets to the steel supports.*

### 8.2.2. Connection between the façade and the interior unit

*Just as the floors above ground of the interior unit open onto the central atrium, their exterior radius does not strictly reach as far as the old brickwork façade, but rather sets back from its perimeter, leaving an annulus approximately 3 m wide that is confined by a kind of double façade. This space houses a system of walkways that functionally is intended to support building services and conduits (level 1) and provide evacuation routes for the users of the cinema (level 2) and sporting facilities (level 4) (Figure 44).*

*Structurally, the walkways connect the brick façade with the structure of the interior unit, creating the final stabilisation system to replace the exterior steel structure. They are made of light steel frames with linking mechanisms to address:*

- *Horizontal wind and, occasionally, seismic forces.*
- *Major thermal-hygrometric actions as a result of the large size of the building complex, with extreme differential effects between the brickwork façade and interior-unit structure (differences in behaviour between materials and different degrees of environmental exposure).*
- *Collapses and historical irregularities of the brickwork façade.*
- *The restoring of vertical load conditions and horizontal support levels as close as possible to the original state of the façade.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

exterior. Están formadas por una perfilería metálica ligera con mecanismos de conexión diseñados para dar respuesta a:

– Solicitaciones horizontales eólicas y, accidentalmente, sísmicas.

– Acciones termo-higrométricas importantes como consecuencia de las grandes dimensiones del conjunto, con efectos diferenciales muy acusados entre la fachada de fábrica y la estructura del bloque interior (diferencia de comportamiento de los materiales y diferente grado de exposición ambiental).

– Desplomes e irregularidades históricas de la propia fachada de fábrica de ladrillo.

– Restablecimiento de unas condiciones de cargas verticales y de niveles de apoyo horizontales lo más próximos al estado original de la fachada.

Para dar respuesta a estos requisitos y minimizar los esfuerzos internos ocasionados por las propias vinculaciones se han dispuesto las conexiones con una pequeña libertad de recorrido y con mecanismos elásticos en flexión horizontal que permiten absorber parte de las deformaciones diferenciales, disipando un porcentaje importante de los esfuerzos y tensiones que se podrían producir.

Por otra parte, para mejorar la capacidad resistente de la fábrica de la fachada ha sido necesario restablecer, al menos, un nivel de cargas verticales próximo al histórico (antes de las demoliciones de la estructura interior de la plaza).

En primer lugar, se anclaron en la coronación de la fachada una serie de piezas prefabricadas de hormigón con sección en L, con un alzado en ondas que replica el almenado original de la plaza; estas piezas se conectaban con el nivel 4 del bloque interior a través de la pasarela superior (Figura 45). Por otra parte, un conjunto de montantes interiores adosados a la fábrica de ladrillo, que van desde la viga-arco inferior hasta la pasarela superior, refieren las cargas gravitatorias de todas las pasarelas al nivel de coronación de la fachada y mediante un ligero pretensado logran incrementar el estado tensional vertical de la fábrica, mejorando su comportamiento a flexión.

## 9. PLATAFORMA SUPERIOR ("DISH")

El edificio cilíndrico encapsulado por la antigua fachada de ladrillo está protegido superiormente por una plataforma circular ("Dish"), aparentemente despegada de la misma, que exteriormente da un contrapunto de modernidad tecnológica a la imagen histórica inferior. La plataforma, de un diámetro aproximado de 100 metros, con un importante voladizo en su extremo, que supera ligeramente el perímetro de la fachada inferior, es la pieza de mayor interés técnico y constructivo del Centro.

*To address these requirements and minimise the internal stresses caused by the links themselves, they have been laid out with a certain amount of play and elastic horizontal-bending mechanisms to allow part of the differential deformation to be absorbed, dissipating a significant amount of the forces and stresses that may occur.*

*Also, in order to improve the carrying capacity of the brickwork of the façade, it was necessary to restore a vertical-load level that was at least close to the historical one (before the interior structure of the bullring was demolished).*

*First, a series of L-shaped precast concrete elements were anchored to the top of the façade, with a wave-shaped elevation that replicates the original battements of the bullring; these parts were connected to level 4 of the interior unit via the upper walkway (Figure 45). Also, a set of interior stays attached the brickwork, running from the lower arch beam to the upper walkway, refer the gravitational loads of all the walkways to the level of the top of the façade, and by light prestressing increase the vertical tension of the brickwork, improving its bending performance.*

## *9. TOP PLATFORM ("DISH")*

*The top of the cylindrical building contained within the old brick façade is protected by a circular platform or "dish", apparently not attached to it, which from the exterior provides a counterpoint of technological modernity for the historic image below. The platform – with a diameter of approximately 100 m and a large cantilever at its end, somewhat overhanging the perimeter of the façade below – is the feature of the complex that is of the greatest interest from and technical and construction point of view.*

*The dish is not merely the roof for level 4, but constitutes a fifth level for the leisure complex, with an area of 8,000 $m^2$, intended for various activities for public use. The central circle is covered by a dome that houses restaurants and a multipurpose hall with an area of over 2,200 $m^2$. In the uncovered part of the platform two rings can be distinguished, one for use as an exterior extension for the restaurants and the other is a spectacular walkway that offers a 360-degree view over the city.*

*The thickness of the dish gives rise to a large hollow interior space which, competing with the structure, is intended to house the equipment for the installations.*

*The functional independence of the dish with regard to the lower floors is mirrored by its structural concept, as it was designed independently from the structures below, resting on four special branched supports ("tree-like supports"), which begin on the ground floor and rise through the great central atrium of the building.*

### *9.1. Tree-like supports*

*The platform's four supports have highly complex geometry. Each is made up of two steel supports with a V-shaped twin*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

El "dish" no es una simple cubierta del nivel 4, sino que representa un quinto nivel del complejo de ocio con una superficie de 8.000 m$^2$ destinada a variadas actividades de uso público. El círculo central está cubierto con una cúpula que alberga locales de restauración y una sala multiusos de más de 2.200 m$^2$. En la zona descubierta de la plataforma se diferencian dos anillos, uno destinado a extensión exterior de los restaurantes y otro a un espectacular paseo que posibilita un recorrido visual de 360º sobre la ciudad.

El espesor del "dish" da lugar a un importante volumen hueco interior que, en competencia con la estructura, está destinado al alojamiento de los equipos de instalaciones.

La independencia funcional del "dish" con respecto a las plantas inferiores tiene una réplica en su concepción estructural, ya que se diseñó independiente de las estructuras inferiores, descansando sobre cuatro singulares soportes ramificados (pilares arbóreos), que arrancando en planta baja ascienden por el gran atrio central del edificio.

## 9.1. Pilares arbóreos

Los cuatro soportes de la plataforma tienen una gran complejidad geométrica. Cada uno está formado por dos pilares metálicos con doble fuste en V, que a determinadas alturas se interconectan y en la parte superior se abren en numerosas ramificaciones ampliando hasta once los puntos de apoyo del "dish" (Figura 46).

Los cuatro soportes no tienen idéntica geometría, sino que se igualan por parejas, ocupando posiciones diametralmente opuestas. Esta diferencia afecta a la sección variable de los fustes de la V que se alejan del centro. Los fustes exteriores más complejos tienen una sección elíptica que modifica la dimensión de sus diámetros principales en altura, uno es decreciente, mientras que el otro aumenta para posteriormente reducirse. Los fustes exteriores de los otros pilares también son de sección elíptica pero con ambos diámetros decrecientes con la altura. Los dos fustes exteriores de cada soporte se conectan entre sí en altura mediante barras articuladas y trianguladas para aumentar la rigidez transversal.

Los fustes exteriores se han resuelto con secciones cruciformes de dobles T, conformadas a base de chapas soldadas de espesores importantes, creando un núcleo resistente que posteriormente se forra con una funda de chapa de reducido espesor para lograr la geometría variable definida por el diseño. Este desdoblamiento del núcleo resistente y la piel ha hecho posible ignifugar mediante un mortero de perlita el perímetro de la sección cruciforme, sin alterar el aspecto visual de los soportes (Figuras 47 y 48).

Los fustes interiores, iguales en todos los pilares, tienen una sección tubular de gran diámetro que está unida a la base del pilar cruciforme mediante una potente rótula.

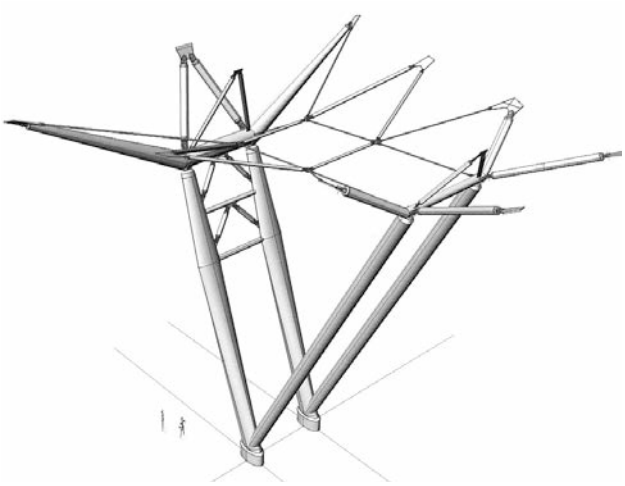


Figura 46. Imagen 3d de uno de los soportes arbóreos
*Figure 46. 3D image of one of the tree supports*

*shaft, which at certain heights interconnect, opening out at the top into numerous branches and extending the number of support points for the dish up to eleven (Figure 46).*

*The four supports are not geometrically identical but are made up of two equal pairs in diametrically opposed positions. This difference affects the variable cross-section of the shafts of the V that spreads out from the centre. The more complex outer shafts have an elliptical cross-section that alters the size of their main diameters with height: one decreases while the other increases and then decreases again. The outer shafts of the other supports also have an elliptical cross-section but both their diameters decrease with the height. The two outer shafts of each support are connected together at certain height by means of articulated and triangulated struts to increase their transversal rigidity.*

*The outer shafts were resolved with cruciform double-T cross-sections, made of thick welded plates, to create a robust core that subsequently was lined with a sleeve of thinner plate to achieve the geometry specified in the design. This splitting of the robust core and the skin made it possible to use perlite mortar to make the perimeter of the cruciform section fireproof without compromising the visual appearance of the supports (Figures 47 and 48).*

*The inner shafts, which are the same for all four supports, have a large-diameter tubular cross-section that is joined to the base of the cruciform pier by means of a large pin bearing.*

*The tops of the inner and outer shafts are welded to cylindrical or truncated cone tubular-section arms, from which a set of structural tubes and stiffening struts then runs. The support points for the dish are located at the ends of these arms. This branching at the top of the supports is what provides the tree-like layout described (Figures 49–50).*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

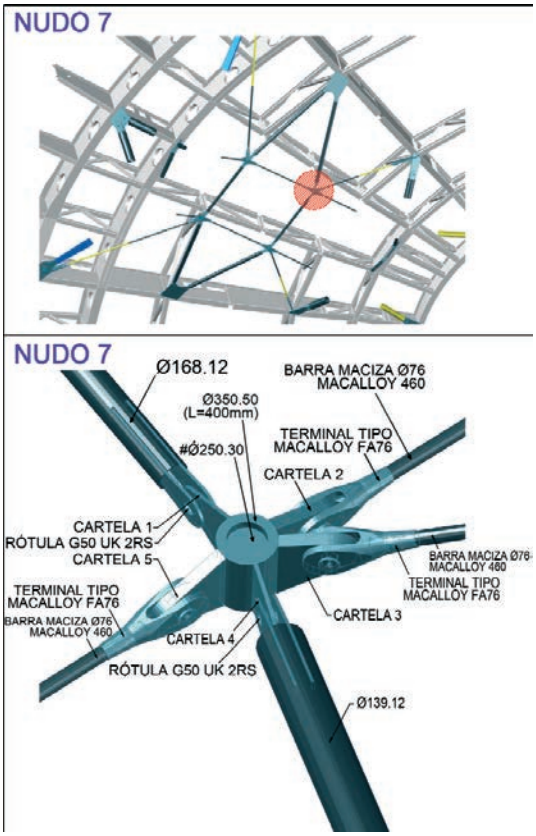


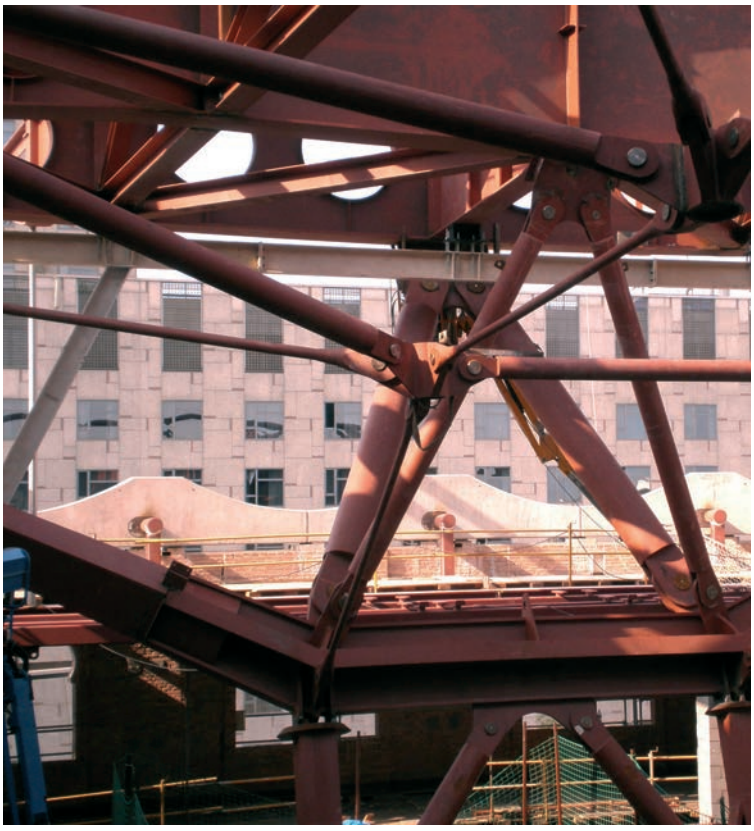


Figuras 47 y 48. Montaje de los fustes exteriores y detalle de arranque de fuste
*Figures 47 & 48. Erection of exterior shafts and details of base of shafts.*

En los puntos superiores de los fustes, exteriores e interiores, están soldados unos brazos con secciones tubulares cilíndricas o troncocónicas de los que parten articulados un conjunto de tubos y barras estructurales que los rigidizan. En el extremo de los brazos se encuentran los puntos de apoyo del "dish". Esta ramificación de los soportes en su parte superior es la que les proporciona la configuración arbórea (Figuras 49 y 50).

*The cross-shaped shafts were pre-assembled on the ground floor and positioned near the concrete bases (elliptical piers) where they begin. The operation to hoist each support was carried out using a moving gantry with a capacity of 1.200 kN situated on level 4, which hoisted the top part, while being assisted from the ground floor by a mobile crane that suspended the shaft from its base. The tubular shafts were joined to the cruciform sections with the base pin bearing*



Figuras 49 y 50. Detalle 3D y vista del encuentro de barras (ramas) de pilar arbóreo
*Figures 49 & 50. 3D detail and view of the meeting point of tree-support bars (branches)*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

Los fustes cruciformes se premontaron en planta baja y se desplazaron hasta la proximidad de las bases de hormigón (pilas elípticas) de las que arrancan. La maniobra de elevación de cada fuste se realizó con un pórtico móvil de 1.200 kN de capacidad situado sobre el nivel 4, que izaba la parte superior, mientras que desde la planta baja era auxiliado por una grúa móvil que suspendía el fuste por la base. Los fustes tubulares se conectaron a los cruciformes con la rótula de arranque para ser izado su otro extremo por el pórtico móvil superior. Tras el izado de los fustes, éstos se arriostraron y estabilizaron provisionalmente refiriéndolos a la estructura del bloque interior, en espera del montaje de la estructura del "dish" y de las ramificaciones superiores.

El montaje de las zonas arbóreas se realizó una vez terminada la estructura del "dish". Los brazos transversales se premontaron en planta baja, se izaron hasta la parte superior de los fustes y se soldaron a ellos. Las ramificaciones intermedias también se premontaron e izaron, pero en este caso la unión con los brazos se realizó mediante rótulas. Todos los extremos de las ramificaciones que dan apoyo al "dish" se montaron con las correspondientes rótulas incorporadas para garantizar su posicionamiento, al cual contribuyeron los mecanismos de regulación y tesado de las barras estructurales. En la operación final las cartelas de las rótulas se soldaron a la estructura del "dish".

La totalidad de las operaciones de montaje se realizaron con un soporte topográfico muy preciso y después de varias verificaciones y aproximaciones se logró la geometría definitiva.

## 9.2. Estructura del "Dish"

La estructura del "dish" está contenida en una figura de revolución, aproximadamente, ya que en sentido circunferencial la corona intermedia situada sobre los apoyos principales se interrumpe por cuatro huecos importantes y, además, tiene ligeras variaciones de espesor, mayor sobre las zonas de apoyos y disminuye en los tramos intermedios. En sentido radial el canto también es variable con valores mínimos en el vuelo perimetral y en un anillo interior. Este estrangulamiento intermedio marca la transición al círculo central (platea), que reproduce la imagen del gran atrio inferior sobre el que está situado.

La estructura de acero (calidad S 355J2G3) se organiza a partir de dos familias de vigas principales, radiales y circunferenciales. En sentido radial hay 28 vigas, de las cuales sólo 8 alcanzan el centro de la platea, interrumpiéndose las restantes al llegar a ella; la estructura radial se completa con otras 28 vigas en el borde que dan continuidad a las 56 ménsulas del voladizo perimetral. En sentido circunferencial hay 3 vigas poligonales en la platea y 8 circulares en el anillo principal, 3 de las cuales se interrumpen en los gran-

*for the other end to be hoisted by the moving gantry above. Once the shafts were hoisted into position, they were provisionally shored and stabilised, referring them to the interior-unit structure until the dish and upper branching structures were erected.*

*The tree-like areas were erected once the dish structure was complete. The cross arms were pre-assembled on the ground floor, hoisted up to the top of the shafts and then welded to them. The intermediate branches were also pre-assembled and hoisted, but in this case the joint with the arms was resolved with pin bearings. All the branch ends supporting the dish were erected with the corresponding pin bearings built in, to ensure their correct positioning, helped by the regulation and tensioning mechanisms of the structural beams. In the final operation the pin-bearing bracket plates were welded to the structure of the dish.*

*All the erection work was done with very precise topographical support, achieving the final geometry after a number of verifications and approximations.*

## *9.2. Dish structure*

*The dish structure is contained inside a solid of revolution, approximately, because circumferentially the intermediate crown situated on the main supports is interrupted by four large gaps and also has slight variations in thickness, larger on the support areas and slimmer on the intermediate sections. Radially, the thickness also varies, with minimum values on the perimeter overhang and in one interior ring. This intermediate choking area marks the transition to the central circle (called "disc" in this case), mirroring the image of the great interior atrium below.*

*The steel structure (S 355J2G3 quality) is arranged into two families of main beams: radial and circumferential. Radially, there are 28 beams, of which only eight reach the centre of the disc, with the remainder being interrupted before they reach it; the radial structure is completed with a further 28 beams on the edge, which continue the 56 beams of the perimeter cantilever. Circumferentially, there are three polygonal beams on the disc and eight circular ones on the main ring, three of which are interrupted by the large gaps in the floor. The metal structure is completed by secondary beams to support the slab and diagonals between the main beams to increase the rigidity of the unit as a whole (Figure 51).*

## *9.3. Dynamic study of the dish*

*Following detailed analysis of the structure's behaviour under various actions that could cause vibration, its original design was modified in terms of its dimensions, the typology of some of its elements and the support conditions. [8]*

*Although it falls outside the construction-related focus of this paper, a brief description of the dynamic study that led*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

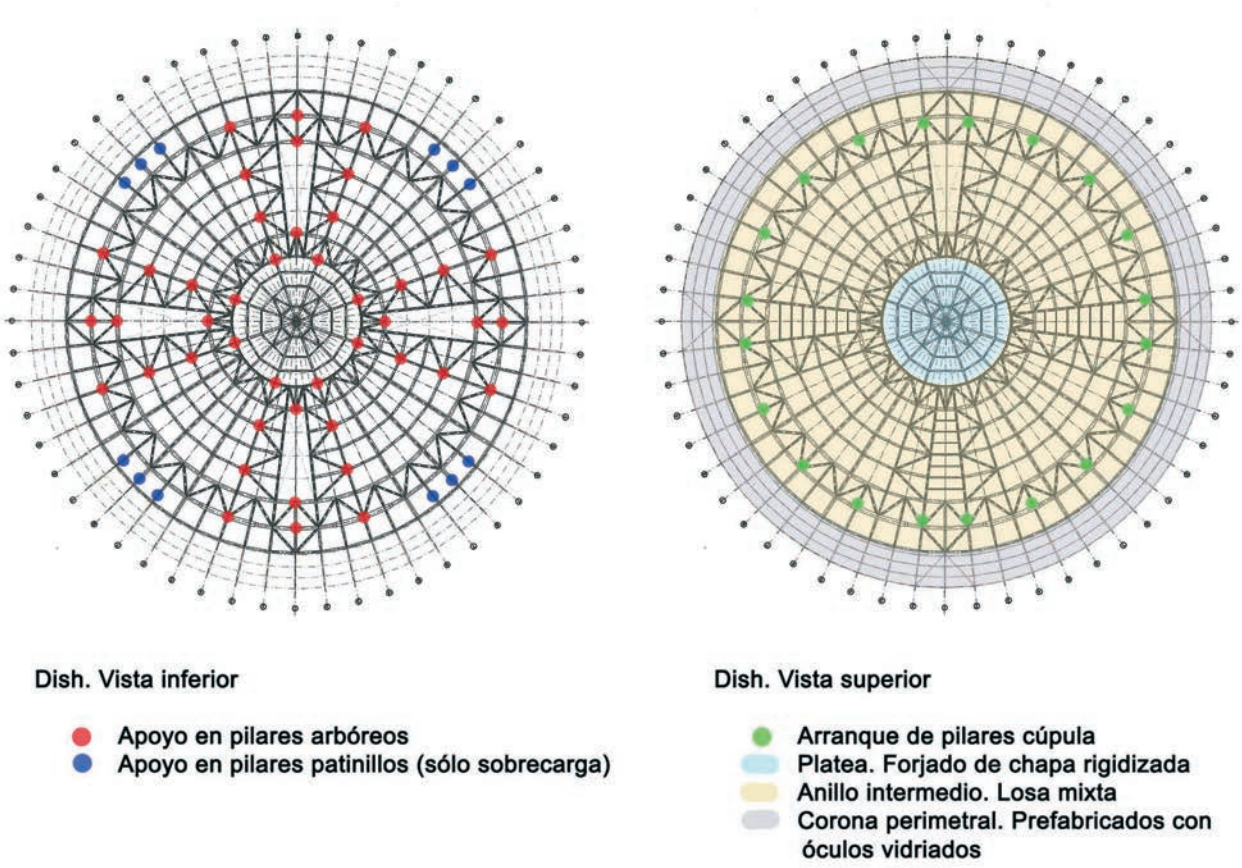



Figura 51. Esquemas inferior y superior de la estructura del "dish"
*Figure 51. Base and top diagrams of the dish structure*

des huecos de la planta. Completan la estructura metálica las correas para apoyo del forjado y diagonales entre las vigas principales para una mayor rigidización del conjunto (Figura 51).

## 9.3. Análisis dinámico del "Dish"

La estructura del proyecto original se modificó en sus dimensiones, en la tipología de algunos de sus elementos y en las condiciones de apoyo [8] como consecuencia del análisis pormenorizado de su comportamiento ante las acciones variables capaces de ocasionar vibraciones.

Aunque difiere de la intención básica de este artículo, orientado a los temas de construcción, merece la pena describir brevemente el análisis dinámico que condujo a algunas modificaciones estructurales.

Por un lado, la asimilación del "dish" a un péndulo invertido de gran altura, con una importante masa en su cabeza y vinculaciones horizontales extraordinariamente flexibles y, por otro lado, las limitaciones de rigidez vertical como consecuencia de los cantos reducidos en algunas zonas, de la discontinuidad ocasionada por los huecos y de la flexibilidad de los soportes a causa de la gran inclinación de los brazos arbóreos, aconsejaron que se revisara en profundidad el comportamiento dinámico [9], [10], [11], [12], [13].

*to certain structural changes being made is worth being included here.*

*On the one hand, the dish was similar to an inverted pendulum of great height, with a large mass at its top and extraordinarily flexible horizontal links. On the other hand, the limitations in vertical rigidity as a result of the narrow thickness in some areas, the discontinuity caused by the gaps and the flexibility of the supports owing to the steep slope of the tree arms made it advisable for an in-depth review of its dynamic behaviour to be carried out [9], [10], [11], [12], [13].*

*The structure's dynamic response is affected by its natural vibration frequencies and the frequency band of any rhythmic, synchronised action. The dish, with its significantly distributed mass and three-dimensional behaviour, is characterised by a broad band of natural frequencies (horizontal and vertical modes) with harmonics that present high contribution in every type of movement. Also, the second and third harmonics of human activities have enough energy to excite the structural modes with similar frequencies (Figure 52).*

*The first analyses were oriented towards determining the structure's own frequencies, obtaining vibration modes with frequencies that were lower than those advisable for comfortable use of the dish. With a view to increasing the rigidity and raising the frequencies, certain structural*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

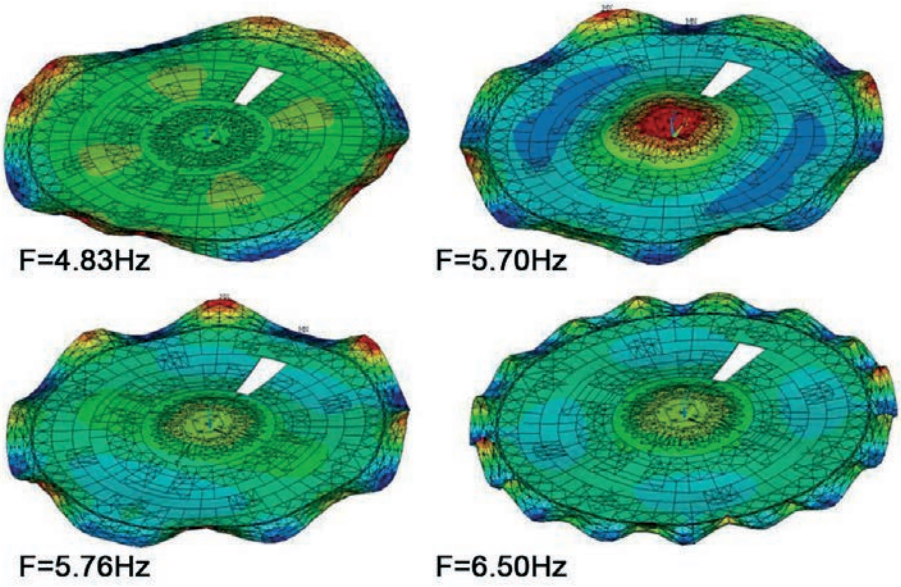



Figura 52. Deformaciones verticales del "dish" para los principales modos de vibración
*Figure 52. Vertical deformation of the dish for main types of vibration*

La respuesta dinámica de la estructura está condicionada por sus frecuencias naturales de vibración y por la banda de frecuencias de una acción rítmica y sincronizada. El "dish", con una masa muy repartida y con un comportamiento tridimensional, se caracteriza por una amplia banda de frecuencias naturales (modos horizontales y verticales) con armónicos que presentan elevados factores de participación en cada tipo de movimiento. Por otro lado, los segundos y terceros armónicos de las actividades humanas tienen energía suficiente para excitar los modos estructurales con frecuencias próximas a aquellas (Figura 52).

Los primeros análisis se orientaron a determinar las frecuencias propias de la estructura, obteniéndose unos modos de vibración con frecuencias inferiores a las recomendables para un confortable uso del "dish". Con el fin de aumentar la rigidez y elevar las frecuencias se introdujeron algunas modificaciones estructurales, aunque siempre dentro de unos límites respetuosos con la conceptualidad del diseño.

Las modificaciones se orientaron en dos líneas de actuación: la rigidización interna de la estructura del "dish" y la mejora de las condiciones de apoyo.

a) Aumento de canto en el estrangulamiento de la zona de unión con la platea central.

b) Utilización de vigas de alma llena en sustitución de las vigas de celosía, radiales y circunferenciales, más solicitadas, eliminando los problemas de deformación por cortante.

c) Rigidización de algunas ramas y nudos superiores de los pilares arbóreos

d) Apoyos adicionales en el perímetro, 12 pilares embebidos en los patinillos de instalaciones, haciéndolo trabajar sólo para sobrecargas de uso en las fases finales de construcción para que entren en carga. Además, este cambio añade un sistema de apoyo horizontal que aumenta las frecuencias de los modos horizontales y torsionales.

Se exploraron otras posibles modificaciones, aunque su mayor impacto en el diseño llevó a que fueran rechazadas o pospuestas hasta verificar el comportamiento real del "dish" mediante ensayos dinámicos a realizar durante las fases finales de construcción.

Las modificaciones realizadas en la estructura aumentaron las frecuencias a valores suficientemente seguros desde el punto de vista resistente pero todavía no lo suficientemente altos como para asegurar un comportamiento confortable para cualquier tipo de actividad.

Durante el transcurso de las obras se continuó el estudio dinámico, pasando del estudio de campo de las frecuencias al cálculo de las aceleraciones producidas por diversos tipos de actividades (aerobic, danza y danza con saltos)

*changes were made, although strictly within limits that would not compromise the design concept.*

*The changes focused on two areas of action: the internal rigidity of the dish structure and improving the support conditions.*

*a) Increasing the thickness at the choking of the joint area with the central disc.*

*b) Use of solid-core beams instead of the radial and circumferential trusses under higher forces, thereby eliminating problems of shear strain.*

*c) Stiffening certain upper branches and nodes of the tree supports.*

*d) Additional perimeter supports, with 12 supports embedded into the installations shafts, making them effective in the final stages of construction in order for them to operate for live loads only. Also, this change adds a system of horizontal support that increases the frequencies of the horizontal and torsional modes.*

*Other possible changes were explored, although their greater impact on the design led to them being rejected or postponed until the actual behaviour of the dish could be verified by means of dynamic tests to be carried out during the final stages of construction.*

*The changes made to the structure increased the frequencies to values that were sufficiently safe from a resistance viewpoint but still not high enough to assure comfortable behaviour for any kind of activity.*

*During the course of the works the dynamic study continued, moving on from the field study of the frequencies to the calculation of the accelerations caused by various types of activities (aerobics, dancing and dancing with jumps)*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

dolos efectivos en la fase final de la construcción para que operen exclusivamente para las sobrecargas. Además, esta modificación agrega al sistema un apoyo horizontal que aumenta las frecuencias de los modos horizontales y torsionales.

Se estudiaron otras posibles modificaciones pero su mayor incidencia en el diseño hizo que fueran rechazadas o que quedaran aplazadas a la comprobación real del comportamiento del "dish" mediante pruebas dinámicas a realizar en la etapa final de la construcción.

Las modificaciones de la estructura incrementaron las frecuencias hasta valores suficientemente seguros desde un punto de vista resistente pero insuficientemente elevados para asegurar, sin más, un comportamiento confortable bajo cualquier tipo de actividad.

Durante el transcurso de la obra prosiguió el estudio dinámico, pasando del análisis en el campo de las frecuencias a un cálculo de las aceleraciones producidas por diversos tipos de actividades (aeróbic, baile y baile con salto) con sus correspondientes energías, densidades de personas y frecuencias. Por otra parte, de acuerdo con la bibliografía especializada [14], se consideraron como aceleraciones límites para un uso confortable los valores de 0,05 g y 0,10 g, según la posición del perceptor de la vibración, alejado o próximo al foco que la ocasiona.

De los análisis teóricos se dedujo que el comportamiento de la estructura podía superar los límites de confort bajo determinadas acciones de baile, especialmente con salto. Estas conclusiones fueron confirmadas por los resultados obtenidos a partir de los ensayos dinámicos y mediciones en la superficie del "dish", realizados con la finalidad de comprobar la respuesta real de la estructura ante acciones dinámicas excitadas por el baile y salto de personas.

Finalmente, se estudiaron y propusieron una serie de medidas correctoras para conseguir una respuesta más confortable de la estructura. La Propiedad decidió optar por la mejora proporcionada por la instalación de Amortiguadores de Masas Sintonizadas (TMD) en el centro de la platea, junto con ciertas limitaciones de aforo para las actividades con mayor aportación de energía.

## 9.4. Proceso constructivo

El montaje de la estructura metálica del "dish" se realizó de diferente forma para las piezas de la zona de platea y para el resto.

La estructura de la platea se montó sobre el disco central de planta baja, soldando las diferentes piezas que llegaban del taller de fabricación, y posteriormente se izó hasta su altura final mediante una torre central que la mantuvo estabilizada hasta su unión con el resto de la estructura (Figura 53).



Figuras 53. Montaje de platea mediante torre central y de vigas radiales y circunferenciales sobre cimbra
*Figure 53. Assembly of disc with central tower and radial and circumferential beams on falsework*

*with their corresponding energy levels, densities of people and frequencies. Additionally, according to the available specialist literature [14], values of 0.05 g and 0.10 g were considered as limit accelerations for comfortable use, depending on how far the position of the person perceiving the vibration was from its source.*

*From the theoretical analyses it was concluded that the behaviour of the structure could exceed the comfortable limits for certain types of dancing, especially those involving jumps. These conclusions were confirmed by the results obtained from the dynamic tests and measurements on the surface of the "dish", which were made to verify the structure's real response to dynamic actions excited by people dancing and jumping.*

*Finally, a number of corrective measures were studied and proposed with a view to making the structure's response more comfortable. The owners decided to opt for the improvement that would be provided by installing tuned mass dampers (TMDs) in the centre of the disc, together with certain limitations on capacity for certain activities that involve the use of the most energy.*

## *9.4. Construction process*

*The erection of the metal structure of the dish was carried out differently for the parts in the disc area and for the rest.*

*The disc structure was assembled on the central part of the ground floor, by welding the parts delivered from the manufacturing workshop and then hoisting it up to its final position by means of a central tower, which kept it stable until it was joined to the rest of the structure (Figure 53).*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 54. Montaje de platea mediante torre central y de vigas radiales y circunferenciales sobre cimbra
*Figure 54. Assembly of disc with central tower and radial and circumferential beams on falsework*

Las vigas radiales y circunferenciales principales se montaron sobre cimbras lineales, a base de torretas, que apoyaban sobre la estructura de cubierta de los cines (nivel 4); en el posicionamiento de las vigas se aplicaron las contraflechas previstas en el proyecto, aseguradas por un riguroso control topográfico (Figura 54). Igual que en la platea, la totalidad de las uniones entre las diferentes vigas y con la platea se realizó mediante soldadura, algunas de las cuales afectaban a chapas de elevado espesor que precisaron de procedimientos específicos de ejecución y de un intenso control de calidad de las mismas (Figura 55).

Una vez montada la estructura metálica del "Dish" se procedió a su puesta en carga, pasando secuencialmente de la situación cimbrada inicial al apoyo definitivo sobre los pilares arbóreos.

En primer lugar se montaron 16 torretas adicionales provistas de gatos hidráulicos (VSL, 1.500 kN/gato de capacidad de carga y 500 mm de recorrido), a continuación se conectó la estructura del "dish" con los pilares arbóreos, soldando las chapas finales de las articulaciones, y se aplicó escalonadamente una carga inicial de 1.000 kN en cada gato, lo que produjo una descarga total o parcial en las torretas de la cimbra de montaje. Seguidamente, se retiraron paulatinamente las torretas hasta que el "dish" quedó exclusivamente apoyado sobre los gatos y sobre los pilares arbóreos. Durante esta

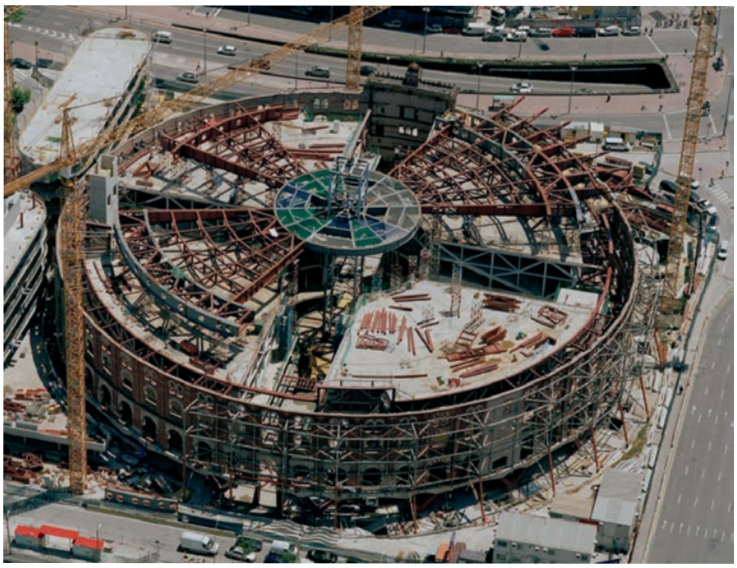


Figura 55. Vista de conjunto con el montaje en diversas fases
*Figure 55. View of the unit with assembly at various stages*

*The main radial and circumferential beams were assembled on linear falsework, based on turrets, which rested on the cinema roof structure (level 4). For the positioning of the beams the deflections specified in the design were applied, backed by stringent topographical monitoring (Figure 54). As with the disc, all the joints between the various beams and the disc were welded. Some welds affected thick plates that called for specific procedures and intensive quality control to be used (Figure 55).*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

operación se realizaron continuas comprobaciones topográficas y de carga en los gatos.

Por último, en fases escalonadas se fue reduciendo la carga de los gatos hasta que la totalidad de la estructura quedó soportada exclusivamente por los pilares arbóreos. A lo largo de todo el proceso se realizó una medición continua de las deformaciones, mediante topografía de precisión, y de las tensiones en los pilares arbóreos, controladas por AMADE (Universitat de Girona), mediante 24 galgas extensométricas.

La superficie superior del "Dish" está forjada, en su mayor parte, con una losa mixta de hormigón sobre chapa plegada colaborante, unida mediante conectadores a las vigas metálicas y a las correas, proporcionando una mayor rigidez al conjunto. La zona de la platea está terminada con un forjado metálico de chapa rigidizada para minimizar el peso propio y el anillo perimetral exterior está forjado con losas prefabricadas de hormigón, perforadas por óculos vidriados, que apoyan directamente sobre la estructura metálica (Figura 56).

## 9.5. La cúpula de madera

Una parte importante de la superficie del "dish" está cubierta por una cúpula rebajada de 77 metros de diámetro y 8 de flecha. La cúpula está resuelta con un entramado triangular de madera laminada, cuyos empujes se recogen en el perímetro con un gran anillo metálico de tracción, que está soportado por 20 pilares metálicos uniformemente distribuidos.

Los pilares metálicos, que arrancan de la estructura del "dish", responden a un diseño escultural que también adopta forma ramificada en su parte superior proporcionando cada uno de ellos tres puntos de apoyo al anillo. El elemento principal, con un alzado en forma de "L" (boomerang), siguiendo las directrices geométricas de la cúpula, tiene una sección en

*Once the steel structure of the dish had been assembled, it was loaded, shifting sequentially from the initial situation supported by falsework to its final resting on the tree supports.*

*First, 16 extra turrets were erected, fitted with hydraulic jacks (VSL, 1.500 kN/jack load capacity and 500 mm run). The dish structure was then connected to the tree supports by welding the final plates of the joints, and an initial load of 1.000 kN was staggered to each jack in turn, resulting in full or partial load release from the turrets of the assembly falsework. The turrets were then gradually removed until the dish was resting only on the jacks and tree supports. During this operation continuous topographical checks were made, together with loads checks on the jacks.*

*Finally, the load on the jacks was reduced in stages until the entire structure was supported by the tree supports alone. Deformation was constantly measured throughout the process by means of precision topography, while the stresses on the tree supports were monitored by AMADE (University of Gerona), using 24 strain gauges.*

*The top surface of the dish is mostly covered by a composite steel decking plate and concrete slab, joined by connectors to the steel beams and struts, providing the unit as a whole greater rigidity. The disc area is finished with a slab of stiffened steel plate to minimise the own weight, while the outer perimeter ring is finished with precast concrete slabs, perforated by glazed portholes, resting directly on the steel structure (Figure 56).*

## *9.5. Wooden dome*

*A considerable area of the dish surface is covered by a shallow dome 77 m in diameter and 8 m deep. The dome is resolved with triangular grid of laminated wood, the push-off of which is collected at the perimeter of a large metal traction ring, supported by 20 evenly spaced steel supports.*

*The steel piers, which begin on the dish structure, have a sculptural design that also adopts a branching shape*




Figura 56. Losa de hormigón prefabricado con óculos vidriados
*Figure 56. Precast-concrete slab with glazed skylights.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 57. Pilar "boomerang" y viga-anillo de tracción de la cúpula. Detalle de gato de nivelación
*Figure 57. "Boomerang" support and pull-ring beam of the dome. Detail of levelling jack*

cajón de dimensiones variables. Los brazos laterales están articulados en sus extremos, en los puntos de unión con el soporte principal y con el anillo, y tienen una geometría en forma de dobles troncos de cono que unen sus bases en la sección central del brazo; en este mismo punto reciben un puntal circular articulado, que nace en la base del pilar (Figura 57).

El montaje de la cúpula se simultaneó con el hormigonado de la losa mixta del "dish". Las grandes diferencias de deformación de la estructura metálica, unido a unas exigentes condiciones de nivelación para el anillo de arranque de la cúpula, se resolvieron con un sistema de nivelación con gatos hidráulicos en la base de los pilares "boomerang" que permitía ir corrigiendo las deformaciones diferenciales del "dish" a medida que se iban incorporando nuevas cargas por el avance del hormigonado, la incorporación de acabados o el montaje de la cúpula.

El anillo de tracción tiene una sección circular de 450 mm de diámetro y 40 mm de espesor.

La cúpula está formada por un entramado de barras de madera microlaminada de abeto de sección rectangular que se agrupan en una sucesión de anillos concéntricos diagonalizados por las barras principales; el

*towards the top, such that each provides three support points for the ring. The main element, with an L-shaped (boomerang) elevation that follows the geometrical guidelines of the dome, has a box-shaped cross-section of varying dimensions. The ends of the side arms are articulated, where they meet the main support and the ring, with a double truncated-cone geometry whose bases meet on the central section of the arm; at this same point they also receive an articulated circular prop, running from the base of the support (Figure 57).*

*The erection of the dome was carried out at the same time as the casting of the composite slab of the dish. The major deformation differences with the steel structure, together with the demanding levelling conditions for the ring at the base of the dome, were addressed with a levelling system with hydraulic jacks at the base of the boomerang supports described, which enabled any differential deformation in the dish to be corrected as new loads were added while the concrete-casting progressed, finishes were added or the dome was erected.*

*The tensile ring has a circular cross-section with a diameter of 450 mm and is 40 mm thick.*

*The dome is composed of a grid of micro-laminated wood-*

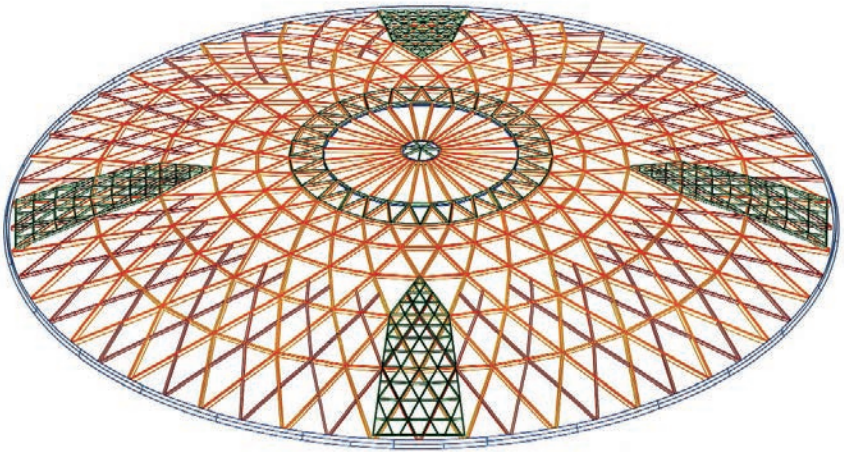


Figura 58. Esquema de barras de la cúpula.
*Figure 58. Diagram of dome beams.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 59. Vistas de la fase de montaje de la cúpula de madera
*Figure 59. Views of the wooden-dome erection stage*



Figura 60. Vistas interior y exterior de la cúpula terminada
*Figure 60. Interior and exterior views of the finished dome*

círculo central responde a una organización radial de las barras (Figura 58).

La estructura está revestida, en su mayor parte, por un tablero de madera microlaminada (Kerto) que cierra la cúpula y colabora en el arriostramiento. Las zonas no revestidas con madera corresponden a lucernarios cubiertos de vidrio, uno pequeño en el óculo central, otro anular interior y otros cuatro mayores en el perímetro.

El montaje de la estructura de madera se realizó por anillos concéntricos completos, tanto de las barras como del tablero de revestimiento. Para la estabilización provisional se utilizaron puntales y torretas de apeo, situados en los nudos de intersección de las barras, así como un andamio portante para el anillo central. Una vez que la estructura de madera fue suficientemente estable se retiraron, ordenadamente y en pasos escalonados, los andamios y puntales empezando por los más próximos al centro (Figuras 59 y 60).

## 10. CONCLUSIONES

El Centro Lúdico y Comercial "Arenas de Barcelona" es un singular edificio de Arquitectura innovadora y

*en (spruce) beams with a rectangular cross-section, which are grouped in a succession of concentric rings, crossed diagonally by the main beams. The central circle follows the radial layout of the beams (Figure 58).*

*Most of the structure is lined by micro-laminated (Kerto) decking to close the dome and assist with shoring. The parts not lined in wood correspond to glazed skylights: a small one in the centre, a central annular one, a further inner annular one and four large ones on the perimeter.*

*The wooden structure was erected in full concentric rings, both for the beams and for the decking. For provisional stabilisation props and shoring turrets were used, located at the nodes of intersecting beams, with load-bearing scaffolding for the central ring. Once the wooden structure was sufficiently stable, the scaffolding and props were carefully removed in stages, beginning with those closest to the centre (Figures 59 and 60).*

## *10. CONCLUSIONS*

*The "Arenas de Barcelona" Leisure and Shopping Centre is a unique building with an innovative, cutting-edge*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

vanguardista, que ha necesitado un importante esfuerzo de Ingeniería estructural, durante el proyecto y la construcción, para alcanzar con éxito los objetivos establecidos en cada momento.

La construcción de la estructura ha estado condicionada por el mantenimiento de la fachada de fábrica de la antigua plaza de toros "Arenas de Barcelona", de tal forma que las convencionales actividades de demolición y excavación de los sótanos exigieron la incorporación de estructuras provisionales para asegurar la sustentación y estabilidad de la antigua fachada, hasta el montaje de los soportes definitivos.

La circunstancia anterior, unida a la restrictiva utilización de anclajes al terreno, hizo necesaria una ejecución descendente de los sótanos, simultaneando la excavación con la construcción de coronas perimetrales (anillos completos), que compensaran los empujes del terreno.

La cimentación y la estructura de la zona central de los sótanos y de las plantas sobre rasante, tanto de hormigón como metálicas, han sido construidas de forma tradicional, tan solo las estructuras de cines y de conexión con la fachada conservada revisten cierta singularidad.

Una pieza estructural fundamental es la plataforma superior ("Dish"), que cubre la edificación inferior recogida por la antigua fachada. La estructura se compone de un entramado de vigas metálicas radiales y circunferenciales apoyadas sobre cuatro singulares soportes "arbóreos" exentos desde planta baja. La gran flexibilidad de los apoyos y de la propia estructura del "dish" da lugar a un comportamiento vibratorio que ha exigido un profundo análisis dinámico.

En la parte superior una cúpula de madera laminada cubre una amplia superficie de la plataforma.

*Architecture, which called for a major effort of structural engineering during both the design and construction stages for the objectives set at each time to be successfully met.*

*The building of the structure was conditioned by the need to preserve the brick façade of the old Arenas de Barcelona bullring, such that conventional tasks of demolition and excavation of the basement levels required the inclusion of provisional structures in order to ensure that the old façade was properly shored and kept stable until the final supports were in place.*

*This circumstance, together with the restrictive use of anchorages into the ground, made it necessary to build the basement levels with a top-down construction, excavating and at the same time building perimeter crowns (full rings) to compensate the earth pressures from the ground.*

*The foundations and structure in the central area of the basement levels and the floors above ground, made of both concrete and steel metal, were built in the traditional way, and only the structures for the cinema multiplex and connection to the preserved façade present any special features worthy of note.*

*One key structural part is the top platform ("dish"), which covers the lower building bounded by the old façade. The structure is made up of a grid of radial and circumferential steel beams resting on four unique "tree-like" supports stemming from the ground floor. The great flexibility of these supports and of the dish structure itself results in vibration behaviour that required an in-depth dynamics study.*

*At the top a laminated wooden dome covers a large part of the platform.*

## REFERENCIAS / REFERENCES

[1] OBIOL, A.; MADRID, M.; TABERA, A. "Centro Comercial y de Ocio "Las Arenas" en Barcelona. Proceso constructivo de la estructura". *Congreso Internacional de Estructuras. V Congreso de la Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructura,* Barcelona 25-27 de octubre de 2011. Madrid: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, 2011. ISBN: 978-84-89670-73-0.

[2] RICHARD ROGERS S.L.; ALONSO-BALAGUER Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.L. *Proyecto Ejecutivo "Plaza de Toros de Las Arenas"*.

[3] ALONSO, L. *Arenas de Barcelona. Historia de una transformación*. Barcelona: LOFT 2011. ISBN: 978-84-9936-859-7

[4] EXPEDITION Engineering Ltd. *Informe del Proyecto Básico de Ingeniería de Estructuras. Plaza de Toros de Las Arenas. Plaça d'Espanya, Barcelona*. Londres, enero 2003.

[5] BOMA (Brufau, Obiol, Moya & Ass, S.L.) *Proyecto Ejecutivo de Estructura "Plaza de Toros de "Las Arenas"*. Septiembre, 2004.

[6] GEOTEC-262 S.L. *Estudi geotècnic per la construcció d'un edifici a la plaça de toros "Las Arenas, Barcelona"*. Barcelona, diciembre 2003 y marzo 2004.

[7] EPSA. *Cimentación Edificio Plaza de Toros de "Las Arenas" (Barcelona)*. Agosto 2006.

[8] KV CONSULTORES. *Proyecto modificado de "Estructura metálica del Dish y Pilares Arbóreos del Centro Lúdico y de Negocios "Las Arenas" en Barcelona"*.

[9] CEMIM. Centro de Modelado Ingeniería Mecánica. *Respuesta dinámica de la plataforma del Centro de Ocio "Las Arenas" de Barcelona"*.



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

[10] CARA, F.J.; CARPIO, J.; JUAN, J.; ALARCÓN, E. "Computational methods for Identification of vibrating structures". *Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, Madeira, 2009.

[11] ALARCÓN, E.; CARA, F.J.; CARPIO, J.; JUAN, J. "Identificación de parámetros en estructuras mediante el estudio de registros temporales". *XXXI Congreso Nacional de Estadística e Investigación Operativa*, Murcia, 2009.

[12] FERNANDEZ, J.; HERMANNS, L.; ALARCÓN, E.; CARA, J. "Modelling crowd load for floor vibration analysis". *Congress on Numerical Methods in Engineering*, Coimbra, 2011.

[13] CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, Incorporated, 1975. ISBN: 978-0070-1139-23.

[14] *SCI P354. Synchronized crowd activities*. Berkshire: Steel Construction Institute, 2009.

## RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *LIST OF PARTICIPANTS*

**PROMOTOR / *DEVELOPER:***
*COMPAÑÍA DE LA NUEVA PLAZA DE TOROS S.L.*

**PROYECTO / *ARCHITECTURE DESIGN:***
*ALONSO, BALAGUER Y ARQUITECTOS ASOCIADOS S.L.*
*ROGERS, STIRK HARBOUR & PARTNERS*

**INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS / *STRUCTURAL ENGINEERING:***
*BOMA (Brufau, Obiol, Moya y Asociados, Structural Consultants)*

**INGENIERÍA DE INSTALACIONES / *ENGINEERING OF THE BUILDING SERVICES:***
*J.G. & ASOCIADOS S.A.*

**PROJECT MANAGEMENT / *PROJECT MANAGEMENT:***
*BOVIS LEND & LEASE S.A.*

**EMPRESA CONSTRUCTORA / *CONSTRUCTION COMPANY:***
*DRAGADOS S.A.*

**PROYECTO MODIFICADO DE ESTRUCTURAS /**
***STRUCTURAL ENGINEERING OF THE MODIFIED PROJECT:***
*KV CONSULTORES*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# VI CONGRESO DE ACHE

Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

## CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

## MADRID | 17-19 JUNIO | 2014

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

### PRESENTACIÓN

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

### TEMAS DEL CONGRESO

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

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

### COMUNICACIONES-FECHAS

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



www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# Hormigón armado con textiles. Un material innovador, ligero y moldeable

## *Textile Reinforced Concrete. A novel, lightweight and shapeable material*

**Michael Frenzel[(1)], Regine Ortlepp[(2)], Silke Scheerer[(2)], Manfred Curbach[(3)]**

Recibido | *Received:* 08-03-2012
Aceptado | *Accepted:* 12-09-2012

## Resumen

Desde hace más de doce años, ingenieros e investigadores de la Universidad Politécnica de Dresde (TU Dresden) y la Escuela Técnica Superior de Aquisgrán (RWTH Aachen), han llevado a cabo importantes avances en el conocimiento del hormigón armado con textiles en el marco de las áreas de investigación especiales SFB 532 y 528, que se han beneficiado de la financiación de la Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG).

El hormigón armado con textiles resulta cada vez más viable, tanto económica como técnicamente, como material de construcción tanto en los proyectos especiales como en la edificación en general. Es particularmente adecuado para el refuerzo, reparación y mantenimiento de los elementos estructurales. En este artículo, se presentan las principales características de este nuevo material y sus componentes, y se exponen las primeras experiencias de aplicación práctica en el desarrollo de estructuras de hormigón sostenibles, ligeras y esbeltas.

**Palabras clave:** hormigón armado con textiles, estructuras ligeras, refuerzo, fibras de carbono y de vidrio, hormigón de árido fino, textiles, tejidos.

## Abstract

*Engineers of the Technische Universität (TU) Dresden and the Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH) Aachen, Germany, have been researching textile reinforced concrete at the Collaborative Research Centres (SFBs) 528 and 532, funded by the Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG), for more than 12 years.*

*Textile reinforced concrete is increasingly turning into a viable option as a building material for both extraordinary and common structures on an economical and technical level. Textile reinforced concrete is especially suited for concrete components in need of repair, strengthening and maintenance. The following article introduces the new building material, its components and properties and demonstrates the first experience with practical applications in the field of sustainability and slender lightweight concrete structures.*

***Keywords:*** *textile reinforced concrete, lightweight structures, strengthening, carbon and glass yarn, roving, filament, fine-grained concrete, textile, fabric.*

(1) Ing. Civil, Technische Universität Dresden (Dresde, Alemania).
(2) Dr.-Ing. Civil, Technische Universität Dresden (Dresde, Alemania).
(3) Univ. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h., Technische Universität Dresden (Dresde, Alemania).

Persona de contacto / *Corresponding author:* m.frenzel@tu-dresden.de



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 1. INTRODUCCIÓN

El ser humano lleva más de dos mil años buscando el material de construcción ideal que cumpla todos los requisitos de capacidad resistente, durabilidad, estado límite de servicio y rentabilidad. No obstante, incluso hoy sigue sin aparecer ese material de construcción idóneo, natural o fabricado. Cada material tiene ventajas e inconvenientes con las que hay que contar. Por ejemplo, el acero tiene una elevada rigidez y una gran capacidad resistente; además, al poder fabricarse a gran escala mediante procesos industriales, su producción resulta muy económica. Sin embargo, no puede resistir las acciones climatológicas de manera indefinida, por lo que ha de protegerse frente a la corrosión, necesidad que reduce su rentabilidad.

Cuando se combinan dos materiales distintos de manera que las ventajas de uno neutralizan los inconvenientes del otro pueden obtenerse compuestos muy eficientes. El material compuesto que mejor resultado ha dado en el último siglo es el hormigón armado con acero. Si al hormigón, que tiene alta resistencia en compresión pero baja en tracción, se incorpora una armadura de acero –material que presenta una elevada resistencia a la tracción– el resultado es un material compuesto muy resistente a ambas tensiones. Además, el entorno alcalino que caracteriza al hormigón eleva la resistencia del acero a la corrosión y el recubrimiento que proporciona aumenta su resistencia al fuego.

Para garantizar la protección frente a la corrosión del acero durante la vida útil de la estructura es necesario que este vaya recubierto de una capa mínima de hormigón. En función del grado de exposición y de la ubicación del elemento de hormigón armado, dicho recubrimiento deberá medir entre 15 y 50 mm [1]. Si sólo se tuviera en consideración ese aspecto, los elementos de hormigón tendrían un espesor mínimo de entre 40 y 110 mm. Existe un gran número de aplicaciones en las que el espesor mínimo necesario obliga al uso de elementos de hormigón armado de dimensiones considerables, aunque desde el punto de vista estructural o constructivo podrían parecer adecuadas soluciones mucho más discretas. Un ejemplo sería el espesor de los elementos prefabricados, como son las placas de fachada, las losas para balcones o los paneles de aislamiento tipo sándwich. Es necesario asimismo emplear materiales que aumenten poco el peso propio del elemento, en especial en las rehabilitaciones o al reforzar los elementos de hormigón. Por otra parte, la geometría seccional y las medidas originales deben cambiarse lo menos posible, sobre todo en la conservación de edificios antiguos.

El empleo de fibras cortas de acero, vidrio, basalto, grafito o materiales sintéticos se presenta como una posible manera de resolver los problemas citados. Al no necesitar del entorno alcalino del hormigón como

## *1. INTRODUCTION*

*For more than 2000 years human beings have been looking for the ideal building material to fulfil all the given requirements for serviceability, bearing capacity, durability and cost effectiveness. To this day, there is no ideal material, whether naturally or artificially produced. Every material has its positive and negative properties, a fact which must be accepted. Steel, for example, has a high stiffness and a very high bearing capacity; besides it can be mass-produced by industrial processes in a very economical way. However, since steel cannot endure unlimitedly in the earth's climate, the demand for corrosion protection leads to a loss in cost-effectiveness.*

*When different materials are combined in such a way that the positive properties of one material neutralize the negative properties of the other, very efficient composites may be obtained. The most successful composite material of the last century is steel-reinforced concrete. While concrete is strong in compression but weak in tension, the embedding of a steel reinforcement with its high strength in tension results in a composite material which is very resistant to compression and tension. Additionally, concrete with its alkaline chemical environment makes the steel much more resistant to corrosion and increases its fire resistance.*

*To guarantee the corrosion protection of steel during the lifetime of the structure, a minimum concrete cover is required. Depending on the degree of exposure and the location of the reinforced concrete element, concrete covers between 15 and 50 mm are necessary [1]. Considering only that point, the minimum thickness of concrete components amounts to 40 to 110 mm. There is a great variety of applications where the required minimum thickness leads to massive reinforced concrete elements even though the thickness and the dimensions might look much smaller from the structural-constructive perspective. This concerns, for example, the thickness of prefabricated elements such as facade panels, balcony slabs or sandwich insulation boards. Furthermore, particularly in the field of rehabilitation and strengthening of concrete elements, materials which cause only a small increase in self-weight need to be used. Besides, especially in the field of the preservation of old buildings, the original cross-sectional geometry and dimensions are to be changed as little as possible.*

*A solution for this set of problems is the application of short fibres made of steel, glass, basalt, graphite or synthetic materials. They do not need the alkaline environment of concrete as corrosion protection and only a thin cover to guarantee a good composite with concrete. As a result, the necessary minimum element thickness is reduced to a few millimetres. A well-known example of its application are corrugated cement sheet profiles for roofs which used to contain fibres of carcinogenic asbestos until its prohibition in Europe in the 1980s. Since this time, other fibre materials such as polypropylene or glass have been used [2]. Fibre reinforcement in shotcrete and normal concrete, for example, is applied to industrial ground floors, pavements, tunnel linings, surface coatings on rock and soil, slopes and*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

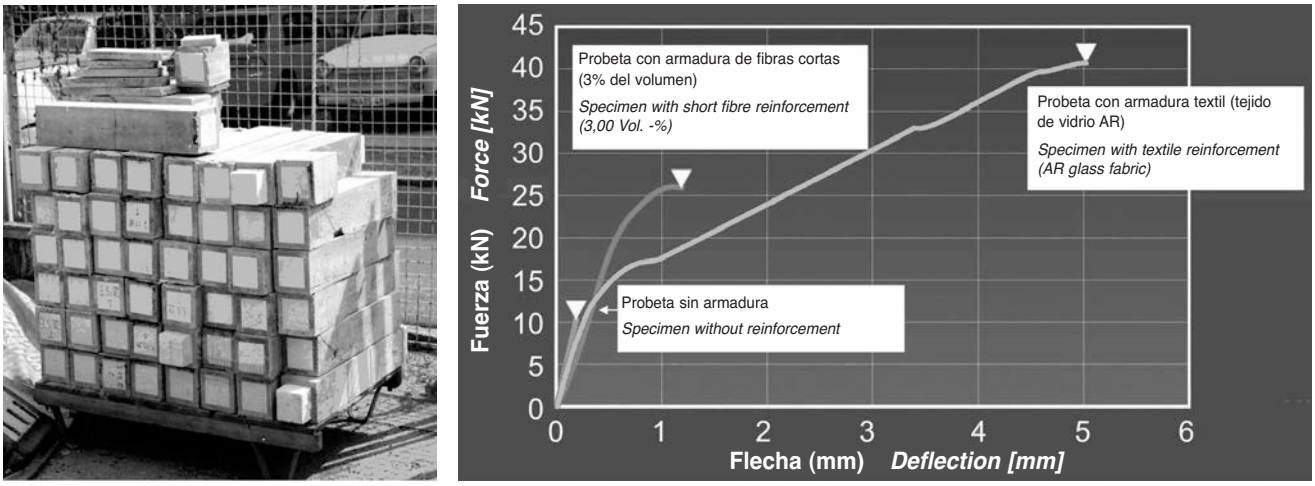



Figura 1. Primeras probetas de hormigón con textiles: (izq.) dinteles de ventanas con matriz de poliestireno; (dcha) resultados experimentales (ensayo a flexión) [5]

*Figure 1. First textile concrete specimens: window lintels with polystyrene core and experimental results (bending test) [5]*

protección contra la corrosión, sino una pequeña capa que garantice la formación con este de un compuesto funcional, el espesor mínimo del elemento se reduce a apenas unos milímetros. Un ejemplo bien conocido de esta aplicación es la uralita™ (láminas onduladas de cemento, fabricadas por lo general con fibra de amianto, que es un material carcinógeno) que se empleaba en las cubiertas hasta que se prohibió su utilización en Europa en la década de los ochenta. Desde entonces se ha sustituido por otros materiales, como el polipropileno o el vidrio [2]. Se arman con fibras, por ejemplo, tanto los hormigones de muy altas prestaciones como el proyectado y el común que se emplea para solar los edificios industriales, construir firmes, revestir túneles y estabilizar la tierra y la roca de los taludes. En función del método de hormigonado utilizado, las fibras se alinean espacialmente, o al menos sobre un plano. La orientación dentro del hormigón es principalmente aleatoria, y tan solo unas pocas fibras se colocan de manera para recibir la carga en condiciones óptimas. La longitud de las fibras se determina en función del modo de rotura cuasidúctil deseado, que se define basándose no en la rotura por tracción de la fibra, sino en los resultados obtenidos con el ensayo de adherencia.

A mediados de los noventa, investigadores alemanes de Dresde y Aquisgrán comenzaron a desarrollar la idea de fabricar elementos de hormigón delgados mediante la sustitución de la armadura corrosible de acero por fibras largas de materiales resistentes a la corrosión. El empleo de filamentos continuos atados entre sí para formar hilos con los que posteriormente se fabricaran tejidos que se embeberían en el hormigón era un planteamiento realmente innovador. Los primeros experimentos, realizados en 1999, arrojaron resultados muy prometedores al construir dinteles de ventanas con tejidos de vidrio resistentes a los ambientes alcalinos (figura 1). Gracias sobre todo a la intensa investigación básica llevada a cabo en el marco de las áreas de investigación especial (SFB) 528 «Armaduras textiles para refuerzo y reparación de estructu-

*ultra-high performance concretes. Depending on the casting method, fibres are aligned spatially or, at least, on one plane. The orientation within the concrete is mostly coincidental, and only a few fibres are optimally loaded. The length of the short fibres is determined by the desired quasi-ductile failure mode which is obtained by fibre pullouts and not by reaching the maximal fibre tensile resistance.*

*The idea to create thin concrete elements by replacing corrodible steel reinforcement with corrosion-resistant long fibre materials was developed by German researchers from Dresden and Aachen in the middle of the 1990s. The use of endless filaments that were bundled to rovings and further processed to fabrics embedded in concrete was a very innovative approach. Initial experiments on window lintels with textile fabrics made by alkali-resistant glass showed promising results in 1999 (Figure 1). In particular through intensive fundamtental research in the Collaborative Research in Centre (SFB) 528 "Textile Reinforcements for Structural Strengthening and Repair" at the Technische Universität Dresden [3] and the Collaborative Research Centre (SFB) 532 "Textile Reinforced Concrete – Basics of a New Technology" at the RWTH Aachen [4] as well as through first successful applications, textile reinforced concrete (TRC) has become well known as a new innovative composite material in professional circles today.*

## 2. THE CONSTRUCTION MATERIAL TEXTILE REINFORCED CONCRETE (TRC)

### 2.1. Components

*Textile reinforced concrete consists of two components: the textile fabric and a special fine-grained concrete. In contrast to short fibre-reinforced concrete, TRC consists of fabrics made of single continuous fibres, the so called filaments. Currently, carbon or alkali-resistant (AR) glass fibres are used. While carbon is resistant to the alkaline attack in the concrete matrix, glass is not. Therefore, the glass melt is enriched with a certain percentage of zirconium, which makes*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

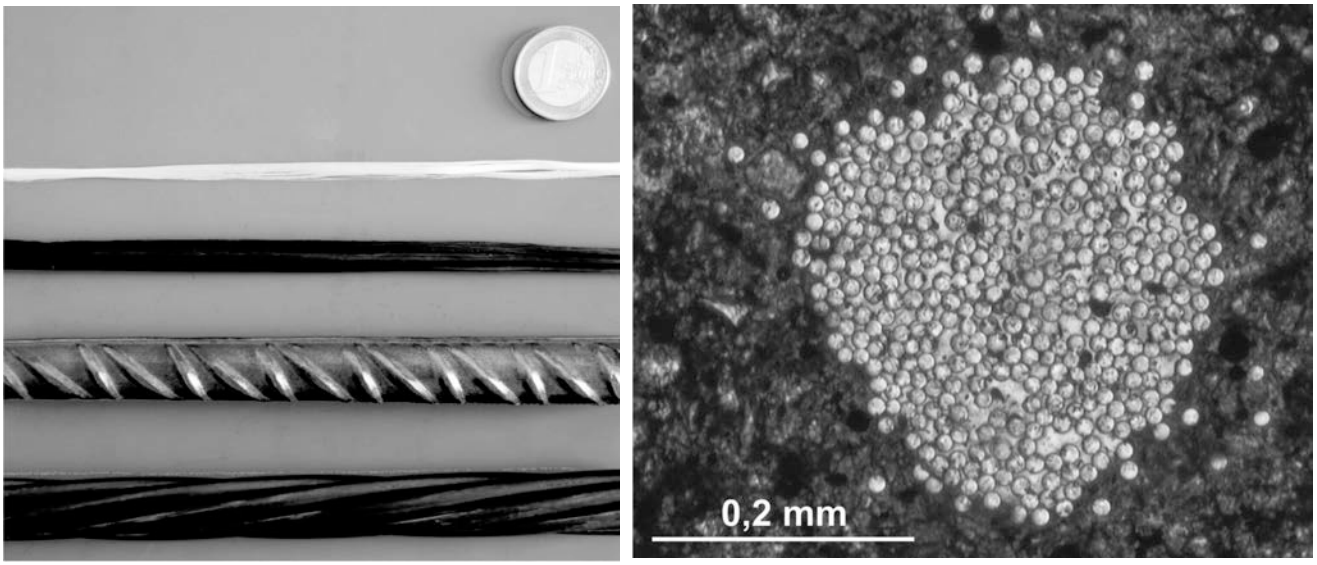



Figura 2. Izq.: comparación de tamaños entre armaduras – hilos de vidrio y carbono, barra corrugada y cable de pretensado; dcha: sección transversal de un hilo de vidrio AR con 400 filamentos rodeado de la matriz de hormigón de árido fino [6]
*Figure 2. Left: size comparison of reinforcements – glass and carbon roving, structural and prestressing steel; right: cross section of an AR-glass yarn with 400 filaments surrounded by a fine-grained concrete matrix [6]*

ras» en la Universidad Politécnica de Dresde (TU Dresden) [3] y SFB 532, «Hormigón armado con textiles. Los fundamentos de una nueva tecnología,» en la Escuela Técnica Superior de Aquisgrán (RWTH Aachen) [4], así como a que las primeras puestas en obra se saldaran con éxito, el hormigón armado con textiles (TRC, por sus siglas en inglés) se ha convertido en un innovador material compuesto bien conocido en los ámbitos profesionales.

## 2. EL HORMIGÓN ARMADO CON TEXTILES (TRC) COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

### 2.1. Componentes

El hormigón armado con textiles consta de dos componentes: el tejido y un hormigón especial de árido fino. Al contrario de lo que ocurre con el hormigón armado con fibras cortas, para el TRC se emplean tejidos elaborados a partir de fibras continuas llamadas «filamentos». Actualmente se están empleando fibras de carbono o de vidrio resistentes a la alcalinidad (AR). El carbono resiste el ataque alcalino de la matriz de hormigón, pero el vidrio no, de ahí que al vidrio fundido se le añada un cierto porcentaje de circonio para eliminar dicha vulnerabilidad. El diámetro de un filamento de vidrio AR oscila entre 14 y 28 $\mu$m, y el de uno de carbono es considerablemente menor: aproximadamente 7 $\mu$m [6]. Para hacerse una idea, el cabello humano tiene un espesor aproximado de 80 $\mu$m [7].

Los filamentos se unen entre sí para formar haces, denominados hilos (o "roving", del inglés) multifilamento. Un hilo suele constar de varios cientos o miles de filamentos colocados en paralelo y que se mantienen unidos hasta alcanzar el tamaño básico estable-

*the glass alkali-insensitive. The diameter of a single AR-glass fibre varies between 14 and 28 µm. A carbon filament is significantly thinner with a diameter of about 7 µm [6]. In comparison, a human hair is about 80 µm thick [7].*

*The single filaments are jointed to fibre bundles, also called multifilament yarns or rovings. One roving usually contains several hundreds or thousands of single filaments which lie parallel to each other without transposition and stick together through a basic size. This allows the easy handling and coiling of the rovings, which usually have a mean diameter of 0.5 to 1.5 mm. Figure 2 shows different types and sizes of reinforcement; from top to bottom: glass roving, carbon roving, reinforcing steel (Ø = 14 mm, A = 154 mm²) and prestressing strand (A = 150 mm²). Within a current research project we prove the suitability of a still hardly investigated reinforcing material: basalt, processed to mulitfilament yarns.*

*Presently used carbon rovings consist of 12,000 (fineness: 800 tex[1]) or 50,000 filaments with a fineness of 3300 tex. These are called heavy-tow yarns [8]. AR- or electric glass yarns are manufactured for example by Nippon Electric Glass Co., Ltd and Saint Gobain Vetrotex Deutschland GmbH; the carbon rovings are made by the Toho Tenax Europe GmbH and the SGL Carbon SE. The multifilament yarns are knitted to textile fabrics on special textile machines [9]. After the manufacturing process, an additional nanometer-scale polymer surface coating layer based on styrene butadiene is applied by an online-set. It improves the bond between the single filaments and between the yarn and the fine-grained concrete on their contact surface [10]. Furthermore, the coating increases the tensile bearing capacity and stiffness of the roving and influences the handling of the textile grid positively. It is coiled up at a width of 1.25 m and a length of 100 m (40-70 kg). The rein-*

[1] *tex is a unit defined as the mass of fibres in grams per 1 000 m.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

cido, sin entrelazarse. Esto permite manipular y enrollar fácilmente los hilos, cuyo diámetro promedio suele ser de entre 0,5 y 1,5 milímetros. En la figura 2 se pueden comparar los distintos tipos y tamaños de armadura; de arriba a abajo: hilos de vidrio y de carbono, barra corrugada (Ø=14 mm, A=154 mm$^2$) y cable de pretensado (A=150 mm$^2$). En el marco de un proyecto de investigación aún en marcha, se ha demostrado la idoneidad de un material para armaduras que apenas se ha investigado hasta la fecha: el basalto, en forma de hilos multifilamento.

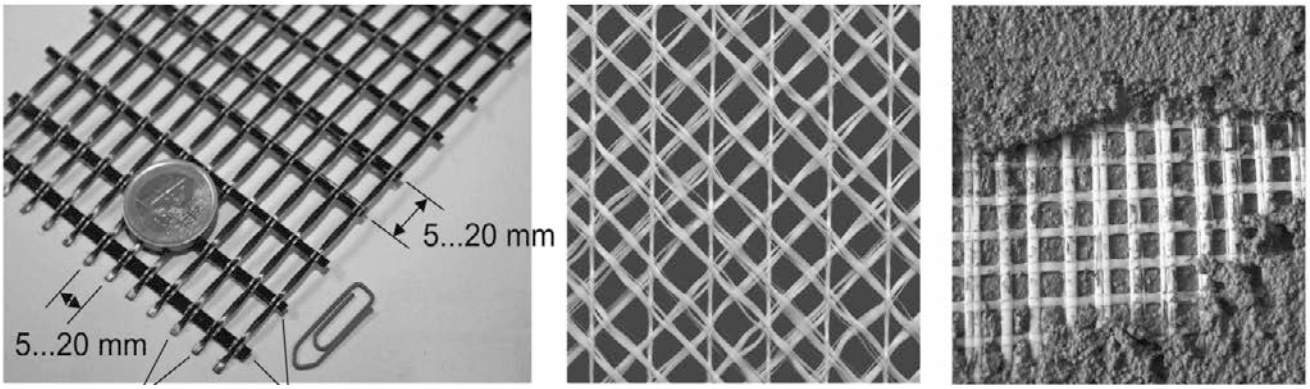
Los hilos de carbono empleados en la actualidad constan de 12 000 filamentos o de 800 tex[1]o bien de 50 000 filamentos (de 3 300 tex), en cuyo caso reciben el nombre de «hilos gruesos» [8]. Los hilos de vidrio AR o de aislamiento eléctrico son fabricados, entre otros, por Nippon Electric Glass Co., Ltd y Saint Gobain Vetrotex Deutschland GmbH; y los hilos de carbono por Toho Tenax Europe GmbH y SGL Carbon SE. Los hilos multifilamento se tejen en telares especiales para formar tejidos [9]. Tras el proceso de fabricación, se recubre la superficie del tejido con una capa polimérica nanométrica. El principal componente de dicha capa es el estireno butadieno aplicado mediante prensas. Gracias a dicha capa se mejora la unión en la superficie de contacto entre los propios filamentos y entre el hilo y el hormigón de árido fino [10]. Por otra parte, el recubrimiento aumenta la resistencia a tracción y la rigidez del hilo, lo que facilita la manipulación del tejido. El tejido final, que se enrolla en bobinas, tiene un ancho de 1,25 m y una longitud de 100 m (40–70 kg). Al ser flexible, esta armadura resulta especialmente recomendada para las formas curvas. Otra ventaja es la facilidad de manipulación: los trabajadores pueden cortar el tejido con tijeras y colocarlo a mano sin necesidad de maquinaria pesada. En la figura 3 se muestran las

[1] El tex es una unidad definida como la masa de la fibra en gramos por 1.000 metros.

*forcement is flexible and particularly applicable to curved shapes. A further advantage is its easy handling: workers can cut the textile fabric with scissors and position it by hand without any heavy equipment. Typical dimensions and configurations of a carbon and AR-glass fibre textile are shown in Figure 3.*

*The geometry of the fabric, the number of rovings and the type of knitting process can be adjusted at the textile machine as required. The textile grid may be designed force-flow-orientedly depending on its final location in the concrete matrix. The single rovings need to be firmly fixed to each other to avoid uncontrolled movements during the transportation and the casting process of the textile grid.*

*A special fine-grained mineral cement matrix was developed at the Technische Universität Dresden to be able to apply the new composite material to concrete strengthening and repair works. The maximum aggregate size has a diameter of only one millimetre, which classifies this concrete as a mortar. On the one hand, this size results from the geometry of the fabric's openings to guarantee an excellent bond and, on the other hand, from the intention to achieve small element and layer thicknesses. The fine-grained concrete consists of a combination of cement, fly ash, microsilica as binder, water and, if necessary, plasticizer. The quantitative ratios depend on the intended type of use. The mechanical properties of the hardened concrete are determined on prismatic samples (40 × 40 × 160 mm) according to the national codes DIN EN 1015-11:2007-05 T2 (mortar, flexural and compressive strength) [12] and DIN 1048-5 (Young's modulus of concrete) [13]. Due to its high compressive strength, the fine-grained concrete may be classified as high-strength concrete as well. Some examples for typical mixtures and the main mechanical properties are summarised in Table 1 [6]. The Institute of Concrete Structures at the Technische Universität Dresden and the enterprise Pagel Spezial-Beton GmbH & Co. KG developed a ready-mixed dry mixture "TF10 Pagel-Textilbeton TUDALIT®" for sprayable fine-grained concrete, which can be handled easily on the construction site. The mixture is*




Hilo de urdimbre (dirección longitudinal)
*Warp thread (longitudinal direction)*
Hilo de trama (dirección transversal)
*Weft thread (transverse direction)*

Tejido para refuerzo frente a esfuerzo cortante (vidrio AR)
*Fabric for shear force strengthening (AR-glass)*

Tejido embebido en hormigón
*Fabric embedded in concrete*

Figura 3. Izq.: malla de carbono para refuerzos a flexión con sus dimensiones típicas; centro: malla para refuerzo a cortante; dcha: malla embebida en el hormigón de árido fino [5], [11]
*Figure 3. Left: carbon fabric for flexural strengthening with typical dimensions; middle: fabric for shear force strengthening; right: fabric embedded in fine-grained concrete [5], [11]*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

dimensiones y configuraciones típicas de un tejido de fibra de carbono y otro de fibra de vidrio AR.

La geometría del tejido, el número de hilos y el proceso tejedor pueden ajustarse a pie de telar según las necesidades de cada caso. La malla puede diseñarse siguiendo el flujo de las distintas fuerzas, en función de su ubicación final en la matriz de hormigón. Los hilos tienen que unirse firmemente entre sí para evitar movimientos incontrolados durante el transporte y el hormigonado del tejido.

La Universidad Politécnica de Dresde ha desarrollado una matriz especial de cemento mineral de árido fino con el fin de que el nuevo material compuesto pudiera aplicarse para reforzar el hormigón en obras de reparación. El tamaño máximo del árido incorporado es de apenas 1 mm de diámetro, por lo que el hormigón resultante pertenece al grupo de los morteros. Por una parte, esta granulometría responde a la geometría de las aberturas del tejido para garantizar una excelente unión y, por otra parte, al objetivo de reducir el espesor del elemento y del recubrimiento. El hormigón de árido fino consta de cemento, cenizas volantes, microsílice como puzolana, agua y, en caso necesario, plastificante. Las proporciones de cada componente dependen del uso previsto. Para determinar las propiedades mecánicas del hormigón endurecido, en la TU Dresden se emplean probetas prismáticas (40 x 40 x 160 mm) siguiendo las normas nacionales DIN EN 1015-11:2007-05 T2 (mortero, resistencia a compresión y a flexión) [12] y DIN 1048-5 (módulo de elasticidad del hormigón) [13]. Por su elevada resistencia a compresión, el hormigón de árido fino también puede clasificarse como hormigón de alta resistencia. En la tabla 1 se resumen algunos ejemplos de mezclas típicas y sus principales propiedades mecánicas [6]. El Instituto de Estructuras de Hormigón de la Universidad Politécnica de Dresde y la empresa Pagel Spezial-Beton GmbH & Co. KG han desarrollado una mezcla seca llamada TF10 Pagel-Textilbeton TUDALIT® para hacer hormigón de árido fino fácilmente proyectado y manipulado a pie de obra. La mezcla se vende en sacos de 25 kg. Tan solo es necesario añadir agua y mezclar la masa según el procedimiento especificado. La composición de esta mezcla en seco es parecida a la mezcla 2 de la tabla 1.

**Tabla 1. Composición y propiedades mecánicas del hormigón proyectado de árido fino [6]**

***Table 1. Mixtures of sprayable fine-grained concrete and mechanical properties [6]***

| **Componentes** *Constituent parts* | | **Mezcla 1** *Mix 1* | **Mezcla 2** *Mix 2* | **Mezcla 3** *Mix 3* |
|---|---|---|---|---|
| Arena 0–1 *Sand 0-1* | [kg/m³] | 942,0 | 1122,4 | 1122,4 |
| Cemento CEM I 32,5 *Cement CEM I 32,5* | [kg/m³] | – | 564,8 | – |
| Cemento CEM III/B 32,5 *Cement CEM III/B 32,5* | [kg/m³] | 628,0 | – | 468,4 |
| Microsílice (suspensión) *Microsilica (suspension)* | [kg/m³] | 100,5 | 56,6 | 56,6 |
| Cenizas volantes *Fly ash* | [kg/m³] | 265,6 | 253,1 | 253,1 |
| Agua *Water* | [L/m³] | 214,6 | 221,5 | 221,5 |
| Superplastificante FM30, BASF *Superplasticizer FM30, BASF* | [L/m³] | 10,5 | 12,0 | – |
| Superplastificante ACE30, BASF *Superplasticizer ACE30, BASF* | [L/m³] | – | – | 3,8 |
| Relación agua-ligante *Water-cement binder ratio* | [–] | 0,33 | 0,36 | 0,42 |
| **Propiedades mecánicas** ***Mechanical properties*** | | | | |
| Resistencia a compresión *Compressive strength* | [N/mm²] | 76 | 65 | 54 |
| Resistencia a flexotracción *Bending tensile strength* | [N/mm²] | 7,1 | 8,7 | 9,5 |
| Módulo de elasticidad *Modulus of elasticity* | [N/mm²] | 28.500 | 25.600 | – |
| Densidad *Density* | [kg/dm³] | 2,17 | – | – |

*packed in 25 kg bags. Only water needs to be added, and the mixture is carried out according to a prescribed procedure. The composition of the ready-mix is similar to Mix 2, see Table 1.*

## *2.1. Fabrication and application of TRC*

### 2.2.1. Application for strengthening work

*The ground must be carefully prepared before strengthening work starts. At first, the surface is roughened by sandblasting, and dust or loose concrete particles are removed. Then, the ground is moistened, and the application of the fine-grained concrete matrix can start. The following three methods were basically tested for strengthening and repair work:*

- *Laminating,*
- *Shotcreting and spraying,*
- *Injection.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

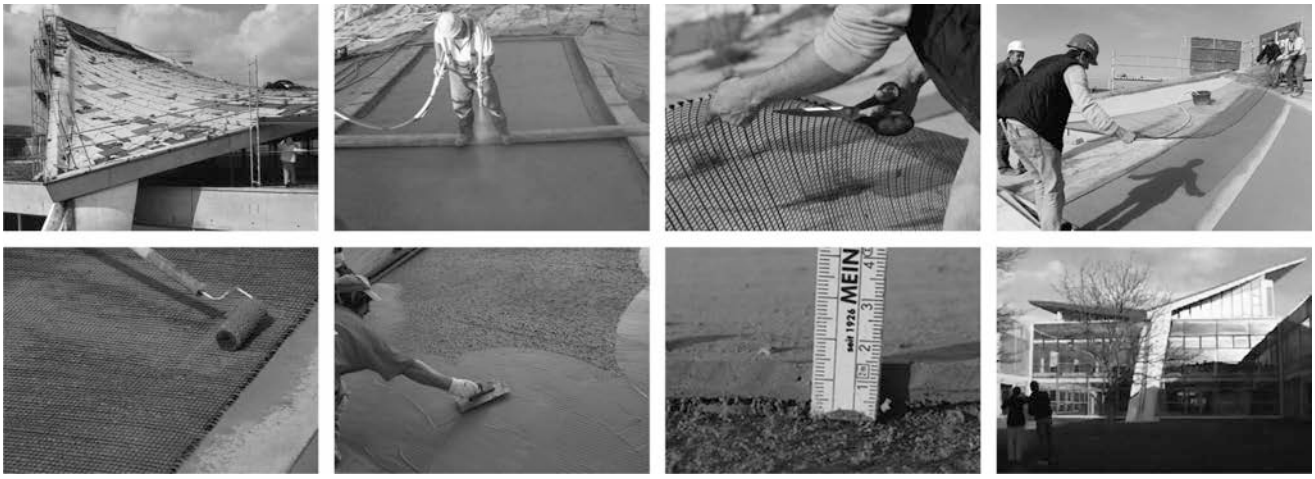



Figura 4. Aplicación del hormigón armado con textiles en el refuerzo de una cubierta laminar paraboloide hiperbólica en Schweinfurt, Alemania, [14]
*Figure 4. Application of a TRC strengthening by spraying on a hypar shell roof in Schweinfurt, Germany, [14]*

## 2.2. Fabricación y aplicación del TRC

### *2.2.1. Aplicación en trabajos de refuerzo*

La estructura existente se ha de preparar con esmero antes de comenzar los trabajos de refuerzo. En primer lugar se proyecta sobre las superficies un chorro de arena para darles rugosidad, eliminando seguidamente el polvo y los restos de hormigón desprendidos. A continuación se humedecen y se recubren con el hormigón de árido fino. En la TU Dresden se han analizado los resultados obtenidos en trabajos de refuerzo y reparación realizados con los tres métodos siguientes:

- laminado,
- proyección,
- inyección.

Conviene indicar que el tercer método es irrelevante en la actualidad. En el laminado se aplica en primer lugar una capa de hormigón de árido fino de pocos milímetros de espesor a la superficie preparada o se vierte en un molde. Después se alternan capas del tejido previamente cortado con finas capas de hormigón de árido fino. El hormigón puede extenderse y alisarse con una llana antes de colocar cuidadosamente la siguiente capa de tejido y presionar ésta ligeramente contra la matriz fresca. Finalmente, la última capa de hormigón se alisa meticulosamente. La elaboración de TRC mediante proyección (véase la figura 4) [14] difiere de la laminación tan solo en la forma en que se aplica el hormigón. El curado de la matriz de árido fino es similar al del hormigón convencional.

### *2.2.2. Aplicación con componentes nuevos*

En los últimos años se han ensayado y desarrollado tecnologías para la elaboración de hormigón armado con textiles para su aplicación con componentes y procesos nuevos. Un ejemplo es la optimización del

*However, the third method is without importance at present. In the laminating process, a fine-grained concrete layer of a few millimetres thickness is applied to the prepared surface or into a mould in a first step. Then, alternately, the previously cut textile fabric and thin layers of the mortar matrix are placed. The fine-grained concrete can, for example, be spread by hand with a trowel and smoothed before the next fabric layer is carefully placed and lightly pressed into the fresh matrix. Eventually, the final layer of fine concrete is well smeared. The manufacturing of TRC by spraying with a spraying device (Figure 4) [14] differs from laminating only in the way in which the concrete is applied. The curing of the fine-grained matrix is similar to conventional concrete.*

### 2.2.2. Application for new components

*During the last years, fabrication technologies for textile reinforced concrete have been tested and developed for new components. Among other methods, the traditional concrete casting has been optimised for textile reinforced concrete. In particular, very flowable concrete mixtures guarantee that the filigree filaments and yarns are not damaged during the concreting process. The flooding of the light textile fabrics must be avoided, and a fixed position of the reinforcement needs to be assured. Particularly, dimension accuracy is required for formwork and reinforcement works to obtain thin and slender concrete elements. Textile reinforced concrete for casting was successfully executed for bridge and balcony precast elements (Figure 5).*

## *2.3. Specific characteristics of TRC*

### 2.3.1. Stress-strain relation

*The textile fabric consists of single rovings, which bundle several hundreds of filaments. The manufacturing process of single filaments, yarns and textiles, size and coatings greatly influence the material properties of the final product. The different properties of the filaments, the yarns and*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

hormigonado tradicional para el hormigón armado con textiles. En concreto, las mezclas muy fluidas de hormigón garantizan que los filamentos e hilos no se dañen durante el hormigonado. Debe evitarse inundar los tejidos, que son muy ligeros, para asegurar que se mantengan en una posición fija. Especialmente en los trabajos de encofrado y refuerzo, debe cuidarse la exactitud de las dimensiones para obtener elementos de hormigón finos y esbeltos. El hormigón armado con textiles se ha aplicado con buenos resultados en elementos prefabricados para puentes y balcones (véase la figura 5).



Figura 5. Hormigonado de prueba de una losa de balcón de hormigón armado con textiles [15]
*Figure 5. Test casting of a textile reinforced concrete balcony slab [15]*

## 2.3. Características específicas del TRC

### *2.3.1. Relación tensión-deformación*

El tejido consta de hilos individuales, que a su vez son haces de cientos de filamentos. El proceso de fabricación de los filamentos, los hilos y los tejidos, así como el tamaño y los recubrimientos de estos, influyen en gran medida en las propiedades del producto final. En sus investigaciones, Abdkader [16, 17] profundizó en las propiedades de los filamentos y los hilos, y estudió la influencia de los distintos métodos de ensayo. Observó que la resistencia a tracción difiere según se trate de un filamento, un hilo o un tejido embebidos en el hormigón. A modo de ejemplo, en la figura 6 se muestran las curvas tensión-deformación típicas de los filamentos de vidrio de 310 tex (resistencia a tracción aproximada entre 1600 y 2600 N/mm²), de un hilo de 310 tex y de un tejido fabricado con estos hilos embebido en hormigón de árido fino [18]. La resistencia a tracción típica tanto del hilo individual (~ 1300 N/mm²) como del tejido (~ 1100 N/mm²) es inferior a la de uno de los filamentos (~ 2300 N/mm²) de los que se componen. Existen varios motivos por los que el tejido presenta una resistencia a tracción menor.

- Los filamentos dentro del hilo y los hilos que forman los tejidos no reciben una carga uniforme.
- Los filamentos resultan dañados durante el proceso de fabricación del tejido, así como en el transporte y al embeberse en el hormigón.
- Cuando se fisura el hormigón, los hilos externos se rompen antes de alcanzar su resistencia máxima a tracción.

Puesto que actualmente no es posible calcular la resistencia a tracción de un tejido embebido a partir del análisis de un filamento o de un hilo, ésta se determina mediante ensayos con probetas especiales que se describen detalladamente en [18–20]. Puede elevarse la

*the influence of different test methods were investigated intensively by Abdkader [16] and [17]. Basically, the ultimate tensile strength between a filament, a yarn and a textile embedded in concrete is different. The mean stress-strain relation of 310 tex single glass filaments (tensile strength between approximately 1600 and 2600 N/mm²), of a 310 tex glass yarn and a textile made of these rovings embedded in fine-grained concrete are exemplarily depicted in Figure 6 [18]. The mean tensile strength of the single roving (~ 1300 N/mm²) and the textile (~ 1100 N/mm²) is lower than that of the single filament (~ 2300 N/mm²) they*

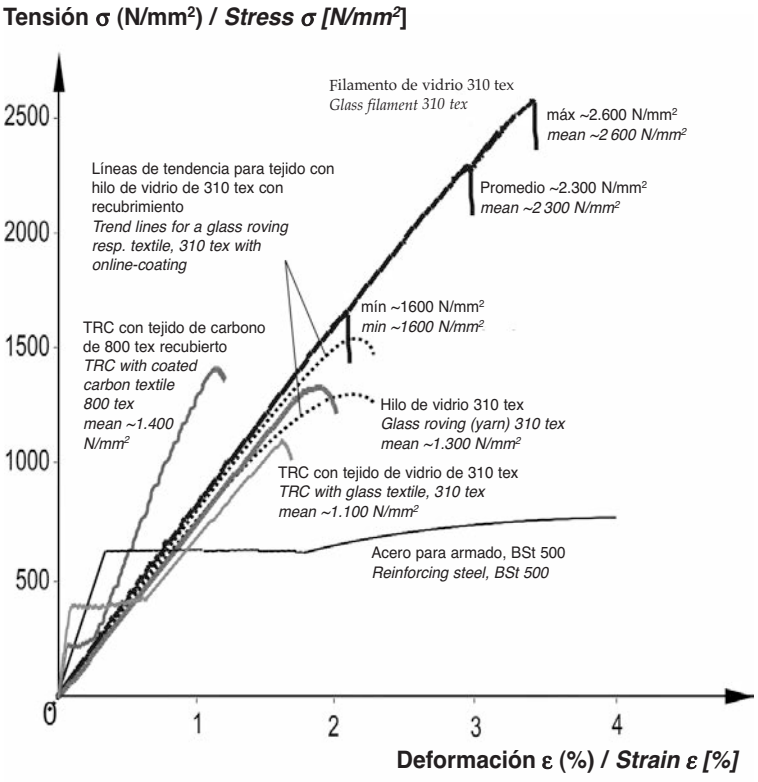



Figura 6. Relaciones tensión-deformación de un filamento, un hilo y un tejido embebidos en hormigón y una barra de acero corrugado, según [18]
*Figure 6. Stress-strain relations of a filament, yarn, textile embedded in concrete and steel reinforcement based on [18]*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

resistencia a tracción de los tejidos si durante su fabricación se recubren con una capa superficial rigidizadora, con el fin de que los filamentos entren en carga de manera más uniforme. Aunque no se dispone actualmente de las relaciones tensión-deformación de los hilos de vidrio de 310 tex con capa rigidizadora ni de los tejidos embebidos en hormigón, en la figura 6 se muestran las curvas hipotéticas que suelen adoptarse. En comparación con el acero, la fibra de carbono sufre una rotura bastante frágil cuando se aplican tensiones elevadas, por lo que ésta va precedida de deformaciones relativamente importantes.

Los tejidos de hilo de carbono recubiertos, que son objeto de investigación del grupo que firma este artículo (véanse por ejemplo [21] y [31]), tienen diversas aplicaciones prácticas. Estos tejidos se caracterizan por una mayor rigidez y una mayor resistencia a las acciones climatológicas que los tejidos de vidrio AR. En relación con la del acero convencional, la armadura de tejido de carbono o de vidrio tiene una mayor resistencia a tracción y un módulo de elasticidad efectivo inferior (figura 6).

### 2.3.2. Adherencia

La adherencia entre la armadura y el hormigón ejerce una gran influencia en la capacidad resistente de un elemento de hormigón armado. Entre los mecanismos que garantizan la correcta adherencia entre ambos componentes se encuentran la interacción mecánica, la adhesión química y la fricción. En la armadura de acero, por ejemplo, el anclaje más eficiente se consigue con barras corrugadas. En cambio, no existen nervios ni corrugas en las armaduras textiles, que, además, tienen una sección menos homogénea que las barras de acero. Por lo tanto, la adherencia entre el hormigón (de árido fino) y los hilos es distinta de la que se establece entre el acero y el hormigón convencional. Por otra parte, en el resultado final intervienen otros mecanismos de influencia más débil, como la adhesión y la fricción, y conviene distinguir, además, entre la adherencia interior y la exterior.

La adherencia exterior, que se produce principalmente por la adhesión química en la zona de contacto entre el hormigón y los filamentos exteriores, se ve influida por la granulometría de la matriz, el perímetro del hilo y el tipo de recubrimiento que se haya aplicado al tejido durante el proceso de fabricación. Cuanto mayor sea la superficie de contacto entre ambos materiales, mejor será la adherencia exterior.

Al contrario que en los filamentos exteriores, que tienen contacto directo con la matriz de hormigón, la adherencia entre los filamentos interiores del hilo y el hormigón es escasa o nula (figura 2). La adherencia entre los propios filamentos también cumple una función importante y puede mejorarse, al igual que en el caso de la adherencia exterior, por ejemplo,

*are made of. There are various reasons why the textile has a comparatively reduced tensile resistance:*

- *Single filaments within a roving and single fabric yarns of a textile are not loaded uniformly.*
- *Filaments are damaged during the manufacturing process of the textiles, during transport and embedding into the concrete by working utilities.*
- *When concrete cracks, outer roving filaments fail before reaching their tensile strength.*

*Due to the fact that it is currently not possible to determine the tensile strength of an embedded textile fabric by testing a single filament or roving, the textile tensile strength is determined by special tensile specimens which are described in detail in [18-20]. Higher tensile strengths of textiles, resulting from more evenly loaded filaments, may be gained by applying a coating to the textile during the manufacturing process. Stress-strain relations of a coated 310 tex glass roving and textile embedded in concrete are not available so far. Nevertheless, the assumed trend lines are illustrated in Figure 6. Compared to steel, carbon fibres show a rather brittle failure behaviour under comparatively high strains. As a result, failure is announced by relatively high deformations.*

*At present, coated carbon yarn textiles are part of our research work (e.g. see [21], [31]). Accordingly, they are also used for practical applications. They are characterised by a higher stiffness and a greater resistance to environmental influences than AR-glass textiles. In contrast to regular steel reinforcement both carbon and glass textile reinforcements have a higher tensile bearing capacity and a lower effective Young's modulus (Figure 6).*

### 2.3.2. Bond

*The bond between reinforcement and concrete plays an important role for the load bearing behaviour of a reinforced concrete element. Several mechanisms such as mechanical bond, adhesion and friction guarantee the bond between these two components. Mechanical bond through applying ribs to steel bars is, for example, the most efficient kind of anchorage. Yet there are no ribs or similar anchors on textile reinforcements which, additionally, have an inhomogeneous cross-section compared to steel bars. Therefore, the bond behaviour between the (fine-grained) concrete and the textile rovings is different in comparison to the behaviour between steel and regular concrete. Weaker mechanisms such as adhesion and friction are at work, and one needs to distinguish between an outer and inner bond.*

*The outer bond, which results mainly from adhesion at the contact zone between the concrete and the outer filaments, is influenced by the grain size of the matrix, the perimeter of the roving and the type of coating which is applied to the textile grid during the manufacturing process. The bigger the contact surface between the two materials is, the better is the outer bond.*

*In contrast to the outer filaments, the inner filaments of the roving don´t have direct contact to the concrete matrix (Figure 2). Thus, the bond between the single filaments plays*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

mediante la aplicación de un recubrimiento, normalmente una resina epoxi o vinílica que penetre bien en el material y mantenga unidos los filamentos. El resultado es que se aumenta la fricción interior y los filamentos soportan la carga de manera más uniforme [10, 22]. Actualmente se emplea un único tipo de recubrimiento para mejorar la adherencia interior y exterior con el fin de reducir costes.

La dimensión reducida del diámetro de los hilos y de las distancias entre ellos mejora la adherencia general. En la figura 7 se pueden observar la relación típica de adherencia-deslizamiento de una barra de acero BSt 500 (acero estructural típico, diámetro (d) = 8 mm, perímetro (p) = 25,1 mm) embebido en hormigón convencional C 30/35, determinada de acuerdo con el Código Modelo 90 [23], y de un hilo de carbono (800 tex, diámetro (d) = 0,8 mm aproximadamente, perímetro (p) = 2,4 mm) determinada mediante ensayos de adherencia [24], embebido en TRC. Cuando las condiciones son adecuadas, la tensión de adherencia máxima de la barra de acero es unas 3,8 veces (13,7 N/mm² / 3,6 N/mm²) mayor que la del hilo de carbono con recubrimiento. Los distintos comportamientos adherentes, módulos elásticos, áreas de la armadura y perímetros de las barras de las armaduras de acero y de tejido influyen en el ancho de la fisura, la separación entre fisuras y la distribución de la resistencia a tracción en las zonas armadas con armadura mixta. Weiland [25] ha investigado en detalle la influencia de la adherencia sobre la interacción entre el acero y el tejido de armar en muestras sometidas a tensiones de tracción y de flexión puras, aspecto este que debe tenerse especialmente en cuenta a la hora de evaluar el estado límite de servicio de un elemento.

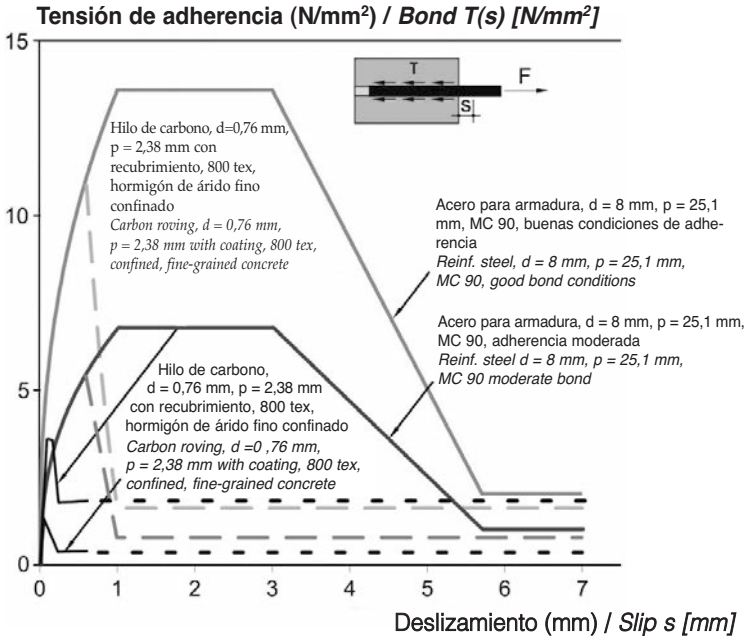



Figura 7. Relaciones tensión de adherencia-deslizamiento del acero y una armadura textil [6]
*Figure 7. Bond-slip relations of steel and textile reinforcement [6]*

### 2.3.3. Estado límite de servicio

Los forjados de hormigón convencionales de los edificios se arman con barras de diámetro de entre 8 y 12 mm y separadas unos 100–150 mm entre sí (área de la armadura por metro lineal de ancho del elemento: 3,5–11 cm²). En cambio, en el TRC se emplean hilos de 0,5–1,5 mm de diámetro a intervalos de 7–20 mm (0,2–1,7 cm²/m). Debido a la poca distancia entre los hilos y al espesor reducido de la capa de hormigón, el TRC desarrolla un mapa de fisuras muy característico. En la figura 8 puede verse la distribución de fisuras típica de un forjado reforzado con TRC. Tanto el ancho de las fisuras como la distancia entre ellas son mucho menores que en las fisuras que surgen en los elementos de hormigón armado con acero, por lo que el TRC puede cumplir con requisitos más exigentes, en especial en lo que respecta a la anchura máxima de las fisuras. Otra ventaja del TRC es que reduce los desplazamientos, ya que, al incrementar la rigidez de los elementos que refuerzan, estos presentan flechas y rotaciones menores.

*a very important role. It may be influenced, as for the outer bond, by applying a coating as, for example, epoxy or vinyl resin, which penetrates the material well and ties the filaments together. As a result, the inner friction is increased, and the filaments are loaded more uniformly [10], [22]. Currently, only one type of coating is used to improve the inner and the outer bond to minimize the costs.*

*The small yarn diameters and distances between them improve the general bond behaviour. Figure 7 exemplarily depicts typical bond-slip relations between an embedded steel reinforcement bar (BSt 500, C 30/35, diameter (d): 8 mm, perimeter (p): 25.1 mm) determined with the Model Code 90 [23], and a TRC-casted carbon textile roving (800 tex, diameter (d): approximately 0.8 mm, perimeter (p): 2.4 mm), obtained by pull out tests [24]. Under good conditions, the maximum bond stress of the steel bar is about 3.8 times (13.7 N/mm² / 3.6 N/mm²) higher than that of the coated carbon roving. The different bond behaviours, elastic moduli, reinforcing areas and bar perimeters of the steel and textile reinforcements influence the crack width, crack distances and the tensile strength distribution of mixed reinforced tensile zones. The influence of the bond on the interaction between reinforcing steel and textile for specimens under pure tensile and bending stress has been investigated in detail by Weiland [25]. This should be considered especially with regard to the serviceability state of a component.*

### 2.3.3. Serviceability

*Conventional concrete slabs of buildings are reinforced with bar diameters of 8 to 12 mm with a distance of 100 to 150 mm (area of reinforcement: 3.5 to 11 cm²/m). By comparison, textile rovings with diameters between 0.5 and 1.5 mm at the intervals of 7 to 20 mm (0.2 to 1.7 cm²/m) are used for TRC. Due to the short yarn distance and thin concrete cover, TRC has a very characteristic crack pattern. Figure 8 exemplarily*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

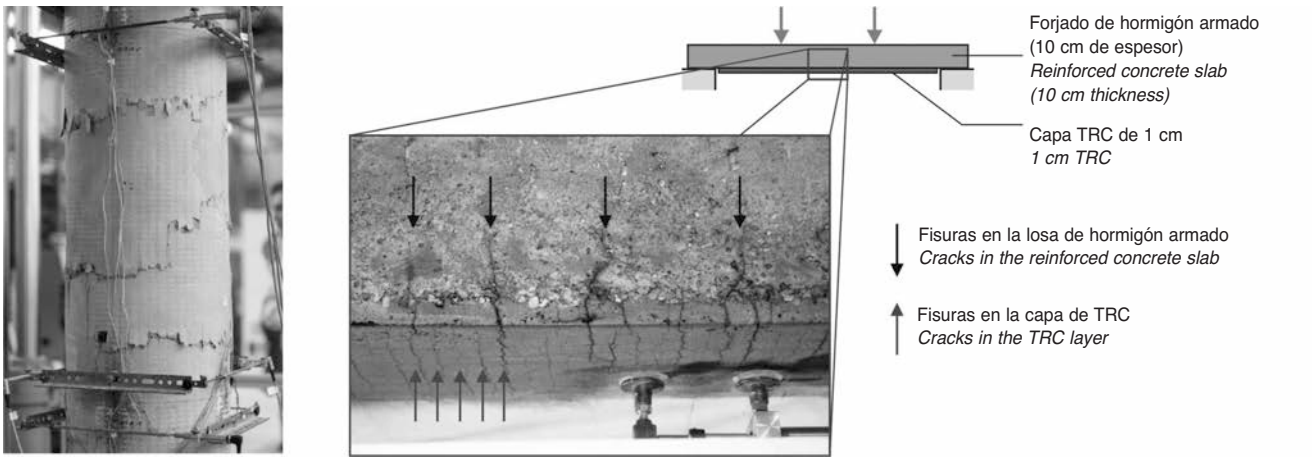



Figura 8. Fisuración en un pilar y un forjado reforzados con hormigón armado con textiles [5], [26], [27]
*Figure 8. Crack pattern of a TRC-strengthened column and a strengthened slab [5], [26], [27]*

## 3. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Antes de su utilización en obra, un nuevo material de construcción ha de investigarse en profundidad. Hay que describir adecuadamente su comportamiento y desarrollar los métodos de diseño y de cálculo correspondientes. En este apartado se resumen los resultados de algunas investigaciones. Varios investigadores del Instituto de Estructuras de Hormigón de la Universidad Politécnica de Dresde han centrado sus investigaciones en el refuerzo y la reparación de elementos de hormigón armado convencional mediante la aplicación de hormigón armado con textiles, determinando en especial el aumento de la capacidad resistente del elemento. Se han estudiado las situaciones de carga más habituales: vigas y losas sometidas a momento flector y esfuerzo cortante; pilares sometidos a esfuerzos normales; y elementos lineales tipo barra solicitados a torsión.

### 3.1. Refuerzo frente a la flexión

Uno de los principales ámbitos de aplicación del TRC es el refuerzo de las zonas de vigas y losas sometidas a flexión, en el que basta una capa de hormigón con un espesor de apenas unos milímetros. La experiencia de los autores indica que la capa mínima de hormigón que requiere un tejido es de tan sólo 3 mm. El espesor total del refuerzo con TRC depende del número de capas de tejido. En condiciones ideales, una capa aumenta el espesor en 6 mm, y tres capas, en 12 mm. La capacidad reforzadora ha quedado ampliamente demostrada en numerosos trabajos anteriores [21, 25, 28–31].

En ellos, se sometieron al ensayo de flexión en cuatro puntos, vigas y forjados unidireccionales de 0,60 m de ancho, 1,80 m de longitud (longitud de vano: 1,60 m) y 0,10 m de altura. Las capas de TRC se llevaban hasta los apoyos. Como puede verse en los resultados tipo que se muestran en la figura 9, la capaci-

## *3. EXPERIMENTAL RESEARCH ON STRUCTURAL MEMBERS*

*Before a new building material can be put into practice, it must be investigated accurately. Its material behaviour needs to be described appropriately; its design and computational methods need to be developed. Some research results shall be summarised briefly in this chapter. Researchers from the Institute of Concrete Structures at the Technische Universität Dresden have concentrated their investigations on the strengthening and repair of regular reinforced concrete elements through the application of textile reinforced concrete. The focus has been on the increase of the element's load-bearing capacity. The most common loading scenarios, flexural bending and shearing force on beams and slabs, exposure to normal forces on columns and torsional loading on bar shaped elements were investigated.*

### *3.1. Strengthening for flexural bending*

*A major field of TRC-application is the strengthening of the tensile bending zone of beams and slabs. The required concrete layers are merely a few millimetres in thickness. In our experience, a textile fabric only needs a minimum concrete cover of three millimetres. The total thickness of the TRC strengthening depends on the number of textile layers. One layer leads to a thickness of 6 mm, three layers to 12 mm under ideal conditions. The potential of strengthening was impressively demonstrated in numerous experiments in the past [21], [25], [28–31].*

*One-way spanning elements with a width of 0.60 m, length of 1.80 m (span length: 1.60 m) and height of 0.10 m were mainly used and analysed with a four-point bending test. The*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

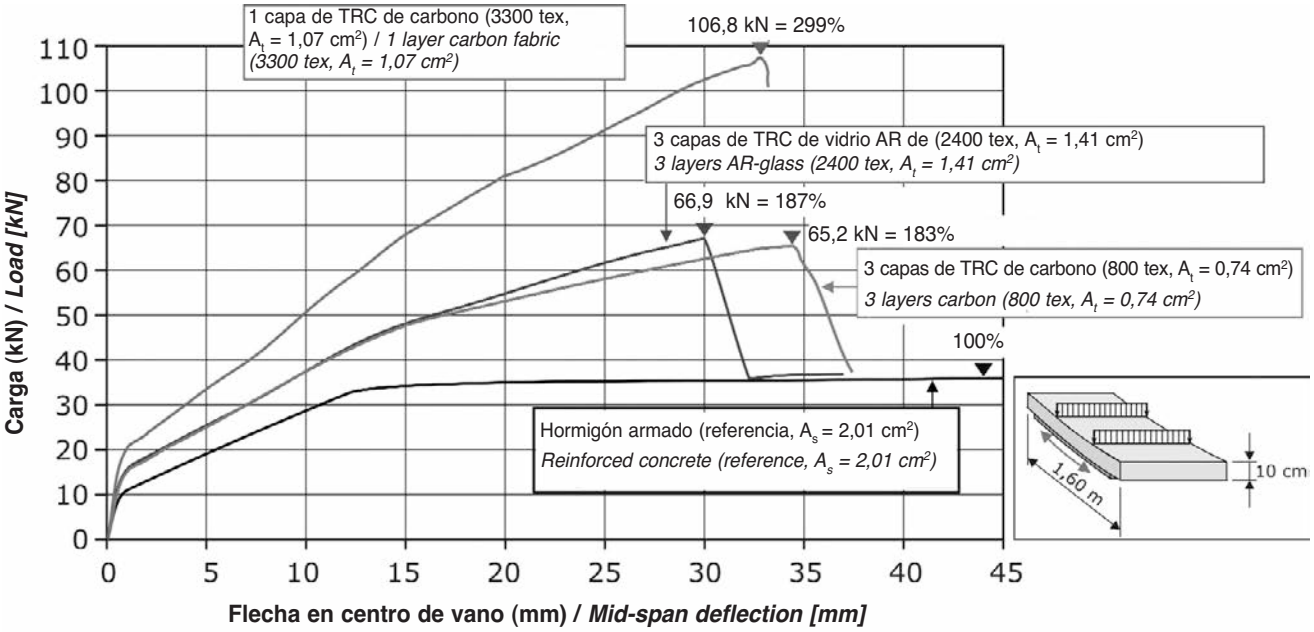



Figura 9. Aumento de la capacidad resistente de elementos que trabajan en flexión [11]
*Figure 9. Increased load bearing capacity for elements under bending [11]*

dad resistente del forjado reforzado superaba en un 299% la de la referencia sin reforzar. Además, los forjados reforzados eran significativamente más rígidos que el de referencia sometido a una carga idéntica. Esto puede resultar relevante en situaciones en que es preciso limitar la flecha, ante el cambio de uso de la estructura, por ejemplo. La ductilidad del elemento, medida como su capacidad de rotación plástica, era, según los resultados obtenidos en los ensayos, superior a los valores mínimos especificados en el Eurocódigo 2 [1] y el Código Modelo 90 [23]. Esto significa que la ductilidad de la rotura del elemento reforzado con TRC queda suficientemente garantizada [32].

### 3.2. Refuerzo frente a esfuerzo cortante

Puede ocurrir que la resistencia a cortante de las vigas planas y en T que forman parte, por ejemplo, de los primeros puentes o forjados construidos en hormigón armado, sea reducida. En la TU Dresden se ha trabajado con tejidos con hilos inclinados a ±45° respecto al eje del elemento que se desea reforzar. Así, se tienen en cuenta las principales fuerzas que solicitan el alma de las vigas, a fin de que los hilos se ajusten bien a las tensiones de tracción. En la figura 3 se muestra un tejido embebido en el hormigón. Las almas de las vigas (5 m de longitud, 0,5 m de ancho, 0,25 m de canto) se proyectaron con una armadura a cortante débil. La viga se reforzó según el esquema de la figura 10, cargándose a continuación en un solo punto a una distancia desde el apoyo de 1,5 m. El TRC se colocó en el lateral del alma hasta el borde inferior del forjado. Como puede observarse en la figura 10, la resistencia a cortante aumentó en un 20% en relación con la viga de referencia, en el caso de una viga con tres capas de refuerzo (tejido con hilos de fibra de vidrio AR de

*applied TRC-layers ended in front of the supports. Typical results are visualised in Figure 9. In comparison to an unstrengthened reference slab, the load-bearing capacity increased up to 299%. Apart from this, the strengthened slabs show significantly more rigid behaviour at identical loads than the reference slab. This may be very important in terms of deflection restrictions, for example, due to changes of room use. The ductility of the element was measured with the plastic rotation capacity. The experiments showed that it is higher than the specified limit values of Euro Code 2 [1] and MC 90 [23]. This means that TRC guarantees a sufficiently ductile failure of the strengthened element [32].*

### 3.2. Shear force strengthening

*The shear force bearing capacity may be limited at the beams and the T-beams, which, for instance, are a part of the bridges or ceiling structures of buildings from the early years of reinforced concrete. We used textiles with yarns inclined at an angle of ±45° to the main axis of the member for strengthening. As a result, the direction of the principal stresses at the beam web are taken into consideration and the textile rovings may follow the inclined tensile forces well. Figure 3 illustrates an applied textile fabric. The beams (length: 5 m, width: 0.5 m, depth: 0.25 m) were designed with a low web shear reinforcement. They were strengthened as shown in Figure 10 and loaded with a single force at a distance of 1.5 m from the support. The TRC was placed sideways on the web up to the bottom edge of the attached ceiling slab. Figure 10 shows an increase in the shear force capacity of 20% for a three layer strengthened beam (textile with 1200 tex AR-glass rovings, distances: 10.8/10.8/18.0 mm, +45/-45/0°) in comparison to the unstrengthened reference beam. Adding a fourth textile layer, the bending failure became decisive to the ultimate state [32-35]. Experimental fatigue tests on shear force strengthened concrete beams are a part of our present research.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

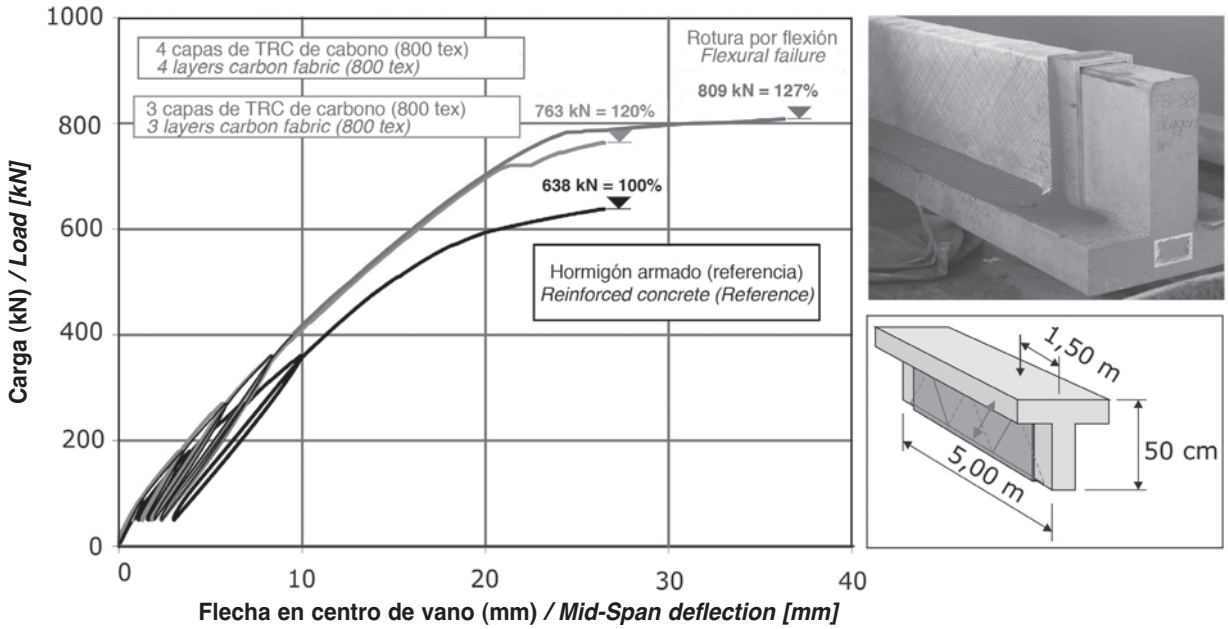



Figura 10. Aumento de la resistencia al esfuerzo cortante [11], [33]
*Figure 10. Increased shear force resistance [11], [33]*

1200 tex a dispuestos a distancias de 10,8/10,8/18 mm y a ángulos de +45/–45/0°). Al agregarse una cuarta capa de tejido, fue la rotura por flexión la determinante a efectos del estado límite último [32–35]. En la actualidad, se están realizando ensayos de agotamiento con vigas de hormigón reforzadas a cortante.

### 3.3. Refuerzo de pilares

El hormigón armado con textiles también ha dado buenos resultados al emplearse para reforzar pilares sometidos a esfuerzos normales, obteniéndose un aumento de la capacidad resistente en los ensayados (2 m de altura por 0,3 m de diámetro) [36]. En trabajos anteriores, se han sometido pilares de estas características y reforzados con hilos gruesos de carbono a esfuerzo axil empleando para ello una prensa recientemente instalada en la TU Dresden de 10 MN [36].

### *3.3. Strengthening of columns*

*Textile reinforced concrete was also used successfully for strengthening work on normal force loaded columns. An increase in the load-bearing capacity was visible when columns with a height of 2.0 m and a diameter of 0.3 m were tested [36]. In the recent past, these types of columns were axially loaded with a new 10-MN testing machine [36], using textiles with heavy-tow carbon yarns [27]. Figure 11 shows the load-vertical displacement curve of a five layer strengthened column with a load increase of 77% in contrast to the reference column. Both columns failed at the head section, which was under a higher load (Figure 12). The failure zone moved to the mid-section of the column when it was additionally strengthened with two more layers at its top and bottom section (the bearing capacity increased from 177% to 180%). Generally, failure in the mid-section of a column is desirable since there the bear-*

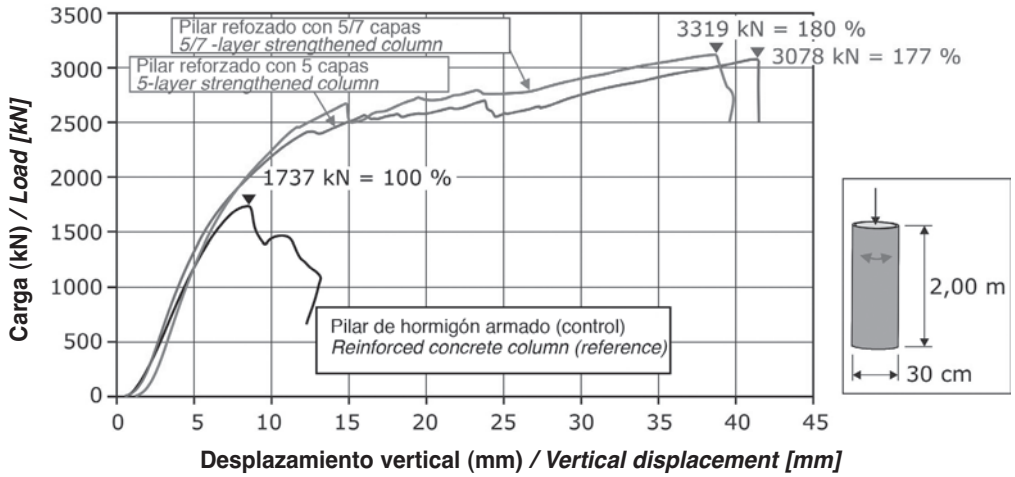



Figura 11. Relaciones carga-desplazamiento de pilares con y sin refuerzo [11]
*Figure 11. Load-displacement relations of unstrengthened and strengthened columns [11]*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

En la figura 11 se presenta la curva carga-desplazamiento vertical de un pilar con cinco capas de refuerzo cuya carga última aumentó en un 77% con respecto a la del pilar de referencia. En ambos elementos, la rotura se produjo en la cabeza, la zona más solicitada (figura 12). Al agregarse dos capas más de refuerzo, en las zonas superior e inferior, la zona de rotura se desplazó a la parte central del pilar y el incremento de la capacidad resistente pasó del 177 al 180 %. Por lo general, es preferible que un pilar falle en su zona central donde, al contrario de lo que ocurre en la cabeza, la armadura de acero, que transmite la carga, no contribuye a la capacidad resistente. Además, los estados de tensión están definidos de forma más clara en el caso de fallo en la zona central.

Especialmente destacable es la observación de mayor ductilidad de rotura en los pilares reforzados. La presencia del TRC llevó a la aparición de numerosas fisuras de tamaño reducido y muy próximas unas a otras a lo largo de todo el pilar (figura 8). Dichas fisuras fueron apareciendo progresivamente con el aumento de la carga. Por otra parte, la influencia de la forma de la sección también ha sido objeto de investigación mediante el análisis de distintos pilares pequeños, que ha servido de base para proponer varios modelos numéricos [38].

### 3.4. Refuerzo ante esfuerzos de torsión

Es posible que las vigas de borde, los mástiles y las torres estén sometidos a cargas no uniformes, lo que provoca un estado de esfuerzo torsional. De ahí que se haya analizado la resistencia a torsión de elementos con forma de barra reforzados con TRC, desde el punto de vista tanto teórico como empírico. La figura 13 muestra los resultados obtenidos en los ensayos con una viga de sección circular de 2,05 m de longitud y 0,3 m de diámetro que fue reforzada primero con cuatro y luego con seis capas de tejido de carbono. Aparte del considerable aumento de la capacidad resistente, las torsiones seccionales se redujeron en hasta un 348 % en relación con la viga de referencia [39].

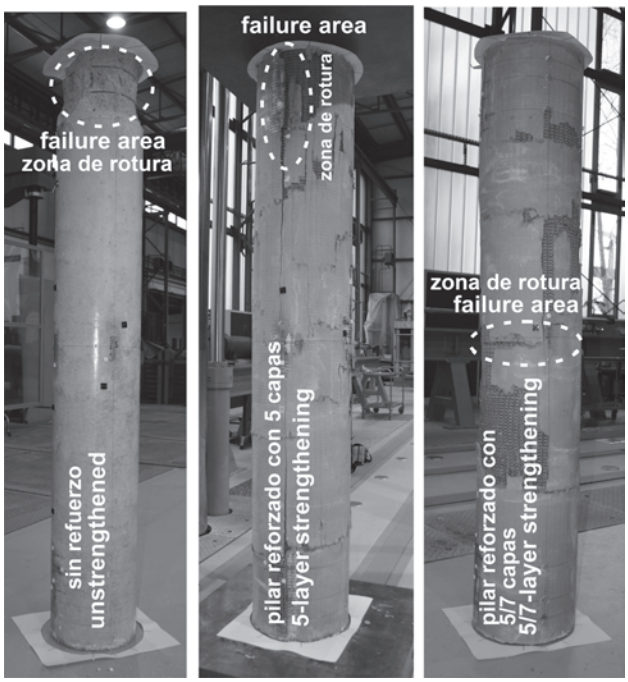



Figura 12. Ubicación de la rotura de pilares con y sin refuerzo [27]
*Figure 12. Different failure areas of unstrengthened and strengthened columns [27]*

*ing capacity is not influenced by the steel plates and stress states are more clearly defined.*

*The observation of an increased ductile failure mode was especially impressive. The applied TRC caused many small cracks with small distances to each other distributed over the circumference and height of the entire column (Figure 8). The crack pattern appeared successively throughout the loading process. Additionally, the influence of the cross-sectional shape was investigated by testing different small-sized columns, and computation models were provided [38].*

### 3.4. *Strengthening* for torsional loads

*Edge beams, masts or towers may be loaded unevenly, which results in a torsional stress state. Therefore, the torsional bearing capacity of TRC strengthened rod shaped*

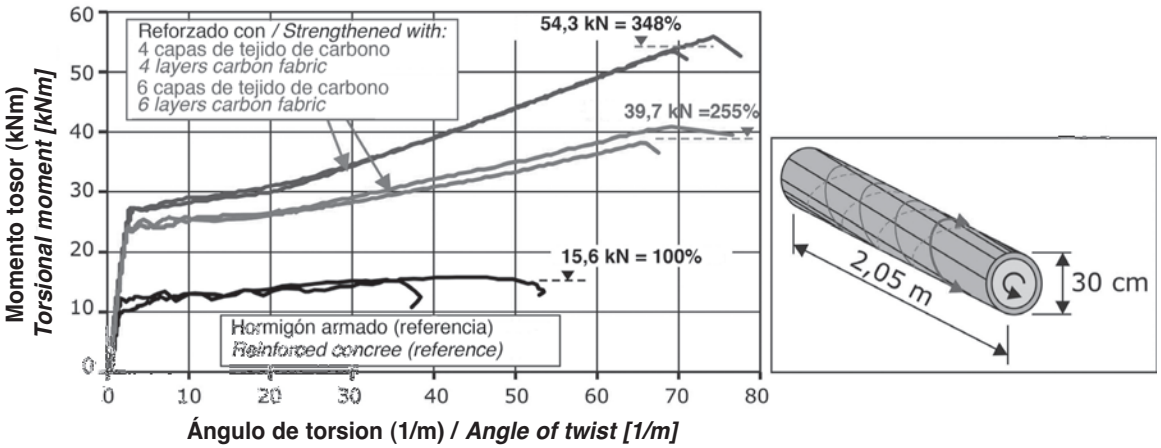



Figura 13. Aumento de la resistencia a torsión [38]
*Figure 13. Increased torsional resistance [38]*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 4. MODELO PARA DIMENSIONAR LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADOS CON TRC SOMETIDOS A FLEXIÓN

### 4.1. Propiedades de los materiales

El objeto de un modelo de cálculo de estructuras es el de determinar las propiedades del material y las dimensiones de la sección de un elemento de manera tal que se cumplan los requisitos de durabilidad y del estado límite de servicio a la vez que se garantice la necesaria seguridad frente a rotura. En el modelo que se describe a continuación se aplica el concepto de coeficientes de seguridad parciales a los elementos de hormigón reforzados con TRC sometidos a flexotracción. Por motivos económicos, debe alcanzarse la máxima capacidad resistente en la sección. Esto se consigue aprovechando todo lo posible la resistencia a compresión del hormigón o la resistencia a tracción del tejido o del acero.

Para desarrollar un modelo estructural, son necesarios un método de cálculo adecuado además de las curvas de tensión-deformación característica y de cálculo de los materiales utilizados. Si bien los requisitos exigidos al hormigón armado están recogidos en el Eurocódigo 2 [1], entre otros, hasta la fecha no se ha desarrollado ninguna normativa por la que se regula el TRC. Existe una amplia variedad de posibles geometrías, materiales y recubrimientos para el tejido. La armadura textil puede configurarse para los distintos ámbitos de aplicación mediante la selección de material, sección, separación y orientación de los hilos y el modo de fabricación. Estos parámetros afectan a los valores de cálculo que han de determinarse, así como al tipo de hormigón de árido fino que deba emplearse y al tipo y cantidad de recubrimiento que se aplique a los hilos. En estos momentos no es posible establecer unos parámetros universales para el TRC, por lo que la configuración debe establecerse caso por caso. Algunos investigadores del Instituto de Estructuras de Hormigón y del Instituto de Maquinaria textil y Tecnología de los Materiales de Altas Prestaciones de la TU Dresden han trabajado en los últimos años en el desarrollo de un tejido optimizado para el refuerzo a flexión de pilares mediante un tejido compuesto de hilos gruesos de carbono con un espesor de 3 300 tex. Actualmente se están determinando, en el marco del proceso de certificación «Aprobación general para trabajos de refuerzo y reparación con hormigón armado con textiles TUDALIT®», todos los parámetros característicos necesarios, junto con la relación tensión-deformación y el coeficiente de seguridad del material.

Para que un modelo de cálculo pueda utilizarse, es preciso disponer para el tejido –al igual que para las armaduras de acero– de la curva de tensión-deformación que corresponda a un material homogéneo y sometido a una carga uniforme que mantiene su sección invariable cuando se encuentre sometido a

*elements was investigated theoretically and experimentally. Figure 13 exemplarily depicts the test results of a 2.05 m long, 0.3 m wide circular beam, which was strengthened once with four and once with six layers of a carbon textile. Apart from a significant increase in the load bearing capacity, up to 348% smaller section twists were reached compared to the unstrengthened reference beam on the same load level [39].*

## *4. DESIGN MODEL FOR TRC-STRENGTHENED RC-ELEMENTS UNDER FLEXURAL BENDING*

### *4.1. Material properties*

*The aim of a design concept is the determination of material properties and cross-sectional dimensions of a structural element in such a way that the requirements for durability and serviceability are fulfilled and that the demand for safety against failure is guaranteed. The concept of partial safety factors is used for the following design model for TRC-strengthened RC-elements under flexural bending. For economic reasons, the maximal sectional bearing capacity has to be reached. This is achieved by making full use of either the compressive strength of the concrete, the textile or the steel tensile strength.*

*A suitable calculation method, a characteristic and a design stress-strain curve of the applied materials are required for the design concept. While the material properties of reinforced concrete were standardised in Euro Code 2 [1], for example, no regulations for TRC have been established so far. A wide range of possible grid geometries in combination with different materials and coatings exist. Depending on the field of application, the textile reinforcement can be configured through the selection of the material, cross section, distance and orientation of the rovings and the kind of machining. These parameters affect the required design values as well as the type of fine-grained concrete and the type and quantity of yarn coating. Universal material parameters for TRC cannot be specified at the present time. This means that each TRC configuration needs to be considered individually. Researchers from the Institute of Concrete Structures and the Institute of Textile Machinery and High Performance Material Technology of the TU Dresden have been developing an optimized textile fabric for flexural and column strengthening made of heavy-tow carbon yarns with a fineness of 3300 tex. All the necessary characteristic parameters, the stress-strain relationship and the material safety factor are currently being determined within the certification process "General approval for strengthening and repair works with TUDALIT® Textile Reinforced Concrete".*

*A calculation model requires a textile stress-strain curve, which – analogous to a steel reinforcement – is suitable for a homogeneous, uniformly loaded material which keeps an invariant cross section under stress. Effects such as the uneven loading of rovings and the damage to single fibres during loading are considered smeared. Investigations of*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

tensiones. En el modelado se consideran los efectos de las tensiones no uniformes en los hilos y de los filamentos dañados por acción de la carga de forma conjunta (en vez de cada efecto por separado). Los trabajos [21] y [28] han demostrado que el comportamiento estructural de un textil puro (por ejemplo, los hilos de carbono de 800 tex; véase la figura 14) puede calcularse de forma bastante aproximada a partir de una curva bilineal tensión-deformación correspondiente al textil, aunque actualmente solo puede estimarse de manera indirecta. Por ejemplo, con un programa de análisis de elementos finitos, las curvas de los valores medios de fuerza-deformación y de tensión-deformación medidos en los ensayos de tracción uniaxial con TRC pueden calcularse de forma iterativa, ajustando la ecuación constitutiva inicial del tejido hasta que ambas curvas sigan la misma desviación (figura 14). De este modo es posible calcular el comportamiento característico del tejido, obviando el efecto de rigidización por tracción del hormigón. En este sentido, en la figura 14 puede observarse también que debido al reducido espesor de la capa de hormigón dicho efecto es de tan poca entidad [21] que puede despreciarse. La curva bilineal ideal de comportamiento del tejido se caracteriza por un aumento progresivo hasta alcanzar el nivel de tensión $\sigma_{t,und}$. Se presupone que las ondulaciones del hilo y los filamentos son las responsables de esta rigidez relativamente baja del material. La segunda parte de la curva es más inclinada, alcanzando el tejido una rigidez casi igual a la de sus hilos (figura 6).

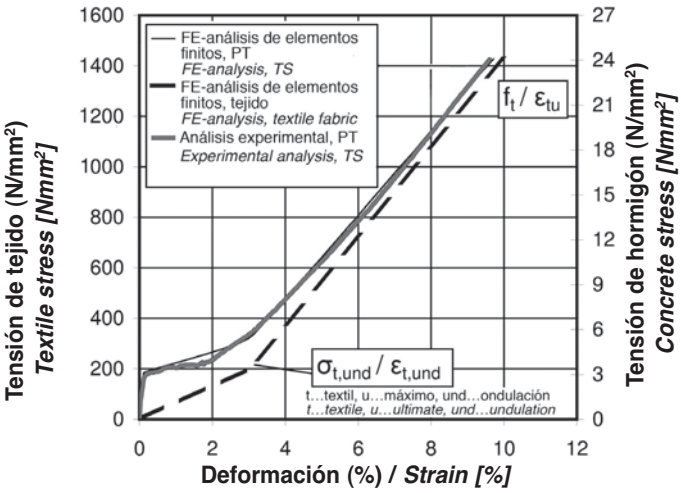



Figura 14. Relaciones tensión-deformación experimental y numérica de una probeta de TRC a tracción (PT) y la armadura textil [21]
Figure 14. Experimentally and numerically determined stress-strain relations of TRC tensile specimen (TS) and textile fabric [21]

## 4.2. Método de cálculo sin tener en cuenta la precarga

Basándose en el cálculo común y el método de dimensionamiento para hormigón armado recogido en el Eurocódigo 2 [1], Laïssoub [40] y, más adelante, también Bösche [28] desarrollaron un modelo numérico para elementos de hormigón armado reforzados con materiales armados con fibras y sometidos a esfuerzos de flexión. Se calculó de manera iterativa el momento último de rotura de los elementos de hormigón reforzados o el área de la armadura textil requerida. En estos cálculos no se habían considerado los estados de deformación y tensión de los elementos con precarga (debido al peso propio, por ejemplo).

Existen también sencillas aproximaciones aritméticas para determinar la capacidad resistente. En [31], [41] y [42], entre otros, se han documentado diversas fórmulas y ejemplos. Aquí, al contrario de lo que ocurre con el cálculo convencional del estado límite último, la armadura de acero ya existe y por lo tanto debe tenerse en cuenta para calcular el área de la armadura textil de la sección que va a reforzarse. Se consideran las siguientes simplificaciones e hipótesis.

- La distribución de la deformación cumple con la hipótesis de la compatibilidad de Bernoulli, según

*[21] and [28] have shown that the material behaviour of a pure textile (for example, of carbon rovings with a fineness of 800 tex, Figure 14) can be well approximated by using a bilinear textile material curve. Currently, it can only be estimated indirectly. For example, utilizing a finite elements analysis program, the experimentally measured mean force-strain and stress-strain curve of uniaxial TRC tensile tests may be computed iteratively by adjusting the input material law for the textile until both curves deviate identically, see Figure 14. Thus, calculations with a characteristic textile working line are possible whereas the tension-stiffening effect of the concrete remains disregarded. However, Figure 14 also shows that the tension-stiffening effect of concrete is low due to the thin concrete cover [21] and could thus be neglected. The idealised, bilinear working line of the textile is marked by a gradual rise until the stress level $\sigma_{t,und}$ is reached. It is assumed that the yarn and filament undulations cause this relatively low material stiffness. The second section of the curve is steeper. The stiffness of the textile fabric is nearly as high as the stiffness of its single yarns (Figure 6).*

## *4.2. Calculation method without consideration of preloading*

*Based on the common calculation and the design method for reinforced concrete according to Euro Code 2 [1], Laïssoub [40] and later Bösche [28] developed an additive calculation model for RC-elements strengthened with fibre reinforced materials under bending stress. The expected ultimate failure moment of strengthened concrete components or the required textile reinforcing area were computed iteratively. Strain and stress states of a preloaded element (for example through self-weight) have not been considered yet.*

*There are also simple arithmetic approximations to determine the bearing capacity. Formulas and examples are documented, for example, in [31], [41] and [42]. Unlike a*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

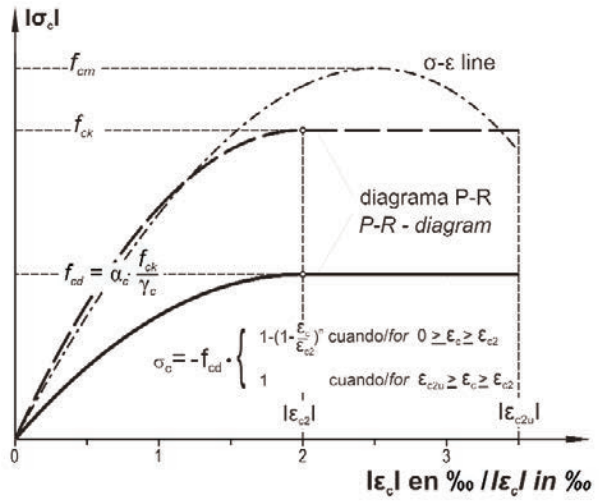



Figura 15. Relaciones tensión-deformación del hormigón (preexistente) [1]
*Figure 15. Stress-strain relations for (old) concrete [1]*

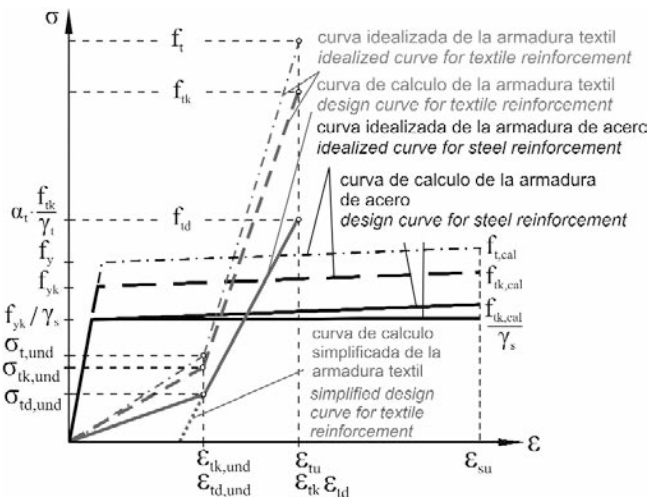



Figura 16. Relaciones tensión-deformación de las armaduras [21]
*Figure 16. Stress-strain relations for reinforcements [21]*

la que una sección plana se mantiene plana tras la deformación por flexión.

- Las tensiones y deformaciones se calculan en una sección fisurada. La tensión a tracción del hormigón se desprecia. Todas las tensiones de tracción las absorben las armaduras de acero y textil.

- La curva tensión-deformación de las barras de acero se basa en los resultados de ensayos de barras aisladas no embebidas en hormigón. Esto se supone válido para el análisis al nivel de la sección fisurada.

Las características idealizadas de partida del hormigón se muestran en la figura 15 (según el Eurocódigo 2 [1]), y las de las armaduras de acero y textil en la figura 16. El comportamiento no lineal del hormigón se calcula mediante un diagrama parabólico-rectangular de tensión-deformación. Las curvas ideales del acero y del textil son bilineales. Las curvas de cálculo resultan de dividir las tensiones características entre los factores de coeficientes del material $\gamma_s$ o $\gamma_t$, y de mantener sin modificar las deformaciones. La curva bilineal del textil puede simplificarse como una sola línea recta definida por los puntos: $\sigma_{td,und}$ / $\varepsilon_{td,\ und}$ y $\sigma_{td}$ / $\varepsilon_{td}$.

El punto en el que se alcanza la deformación última del hormigón (rotura por compresión), del acero o del textil (rotura por tracción) define la capacidad resistente máxima de la sección. Cada plano de rotura es consecuencia de la superación de al menos uno de estos límites de deformación. La distribución de la deformación, que equilibra las fuerzas interiores y exteriores, se determina teniendo en cuenta la armadura de acero ya presente. Por último, solo uno de los tres posibles planos de deformación es el relevante. La figura 17 muestra las fuerzas interiores y exteriores de una viga reforzada de sección rectangular.

*conventional design at the ultimate limit state, the steel reinforcement is already available and needs to be included in the calculation of the textile reinforcing area of the cross section being strengthened. The following assumptions and simplifications can be made:*

- *Linear strain distribution satisfying Bernoulli's compatibility hypothesis, which is characterised by a plane cross section remaining plane after the bending deformation.*

- *Stresses and strains are calculated in a cracked cross section. The tensile stress of concrete is neglected. Tensile forces are carried only by the steel and textile reinforcement.*

- *The stress-strain relationship of steel bars is based on results of tensile tests without concrete. It is assumed that it may be applied to the reinforcement at the cracked cross section.*

*The idealised input material characteristics are depicted in Figure 15 for concrete (based on Euro Code 2 [1]) and for the steel and textile reinforcement in Figure 16. The nonlinear behaviour of concrete is modelled using the parabolic-rectangular stress-strain diagramme. The idealised steel and textile curves are bilinear. The design curves are result from dividing the characteristic stresses by the material safety factors $\gamma_s$ or $\gamma_t$ while the strains remain unchanged. The bilinear textile curve may be simplified to a line which is defined by the points $\sigma_{td,und}$ / $\varepsilon_{td,\ und}$ and $\sigma_{td}$ / $\varepsilon_{td}$.*

*The point when the ultimate strain of the old concrete (compression failure), the steel or the textile (tension failure) is reached sets the ultimate cross-sectional bearing capacity. Each failure plane is a consequence of at least one of the limit strains. The strain distribution which equilibrates the inner and outer forces is determined considering the existing steel reinforcement. Finally, one of the three possible strain planes is relevant. Figure 17 demonstrates*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

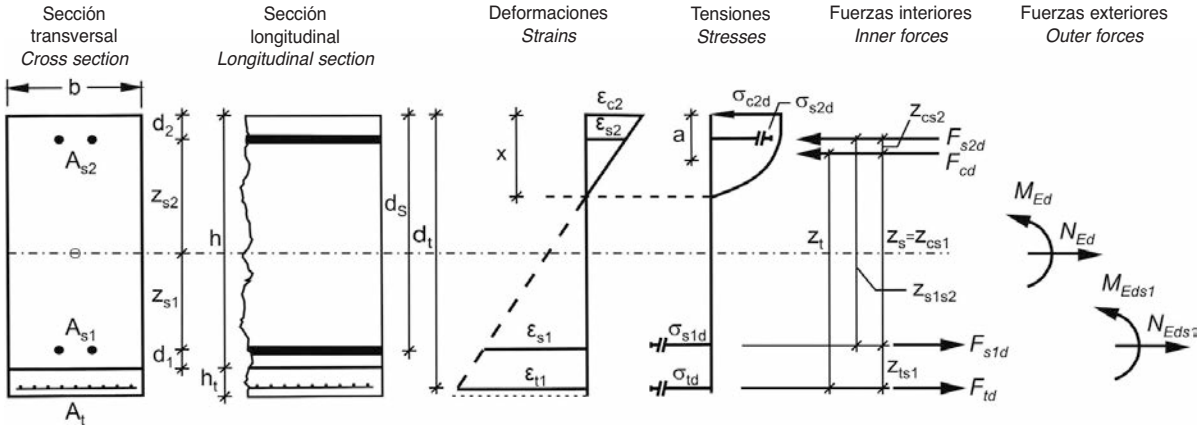



Figura 17. Deformaciones, tensiones y fuerzas interiores y exteriores de una sección rectangular reforzada [21]
*Figure 17. Strains, stresses, inner and outer forces of a strengthened rectangular cross section [21]*

Las ecuaciones siguientes sirven para calcular el equilibrio de axiles y momentos.

$$N_{Ed} = F_{td} + F_{s1d} - F_{s2d} - F_{cd} \rightarrow$$
$$\rightarrow F_{td} = N_{Ed} - F_{s1d} + F_{s2d} + F_{cd} \quad (1)$$

$$M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = F_{td} \cdot z_{ts1} + F_{s2d} \cdot z_{s1s2} + F_{cd} \cdot z_s \rightarrow$$
$$\rightarrow F_{td} = \frac{M_{Es1d} - F_{s2d} \cdot z_{s1s2} - F_{cd} \cdot z_s}{z_{ts1}} \quad (2)$$

Las fuerzas y momentos $N_{Ed}$, $M_{Ed}$, $N_{Eds1}$, $M_{Eds1}$, las distancias, cantos y espesores $z_{s1}$, $z_{s2}$, $h$ ,$h_t$, $b$, $d_1$, $d_2$, $z_s$, $z_t$, $z_{ts1}$, $z_{cs2}$, y los diámetros $d_s$, $d_t$ se definen en el Eurocódigo 2 [1] y en la figura 17. Los significados de los restantes símbolos son:

$F_{td}$, $F_{s1d}$, $F_{s2d}$, $F_{cd}$ — las fuerzas interiores de la armadura textil, de la armadura de acero frente a tracción y compresión, y del hormigón.

$\sigma_{c2d}$, $\sigma_{s2d}$, $\sigma_{s1d}$, $\sigma_{td}$ — la tensión a compresión del hormigón, la tensión a compresión y a tracción del acero, y la tensión a tracción del tejido.

$\varepsilon_{c2}$, $\varepsilon_{s2}$, $\varepsilon_{s1}$, $\varepsilon_{t1}$ — la deformación del hormigón en el borde superior, la deformación por compresión y tracción del acero y la deformación por tracción del textil de una sección reforzada.

A la vista de las consideraciones anteriores, hasta aquí solo se tienen dos ecuaciones para determinar los cinco parámetros desconocidos: $F_{td}$, $F_{s1d}$, $F_{s2d}$, $F_{cd}$ y $z_s$. Puede encontrarse una solución única introduciendo tres condiciones más. Es necesario establecer la descripción matemática de la sección del plano teniendo en cuenta las cuatro deformaciones: $\varepsilon_{c2}$, $\varepsilon_{s2}$, $\varepsilon_{s1}$, $\varepsilon_{t1}$. Por definición, la deformación límite del acero, de la armadura de tejido ($\varepsilon_{su}$ y $\varepsilon_{tu}$, respectivamente), o del hormigón ($\varepsilon_{cu}$) forman parte de la distribución de las deformaciones lineales en el estado límite último. Suponiendo que esto sea así y empleando dos ecuaciones geométricas (3 y

*the inner and outer forces for a strengthened beam with rectangular cross section.*

*The following equations apply to the horizontal force and moment balance:*

$$N_{Ed} = F_{td} + F_{s1d} - F_{s2d} - F_{cd} \rightarrow$$
$$\rightarrow F_{td} = N_{Ed} - F_{s1d} + F_{s2d} + F_{cd} \quad (1)$$

$$M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = F_{td} \cdot z_{ts1} + F_{s2d} \cdot z_{s1s2} + F_{cd} \cdot z_s \rightarrow$$
$$\rightarrow F_{td} = \frac{M_{Es1d} - F_{s2d} \cdot z_{s1s2} - F_{cd} \cdot z_s}{z_{ts1}} \quad (2)$$

*The forces and moments $N_{Ed}$, $M_{Ed}$, $N_{Eds1}$, $M_{Eds1}$, the distances, depth and thicknesses $z_{s2}$, $h$ ,$h_t$, $b$, $d_1$, $d_2$, $z_s$, $z_t$, $z_{ts1}$, $z_{cs2}$, and the diameters $d_s$, $d_t$, are defined in Euro Code 2 [1] and through Figure 17. The following further characters mean:*

$F_{td}$, $F_{s1d}$, $F_{s2d}$, $F_{cd}$ — *inner forces of the textile reinforcement, the tensile and compressive steel reinforcement, and the concrete*

$\sigma_{c2d}$, $\sigma_{s2d}$, $\sigma_{s1d}$, $\sigma_{td}$ — *concrete compressive stress, compressive and tensile steel stress, and tensile textile stress*

$\varepsilon_{c2}$, $\varepsilon_{s2}$, $\varepsilon_{s1}$, $\varepsilon_{t1}$ — *concrete top-edge strain, compressive and tensile steel strain and tensile textile strain of a strengthened cross section*

*Looking at the foregoing considerations, so far, there are only two equations to determine the five unknown parameters $F_{td}$, $F_{s1d}$, $F_{s2d}$, $F_{cd}$ and $z_s$. A unique solution is possible by introducing three additional conditions. The mathematical description of the plane cross section taking into consideration the four strains $\varepsilon_{c2}$, $\varepsilon_{s2}$, $\varepsilon_{s1}$, $\varepsilon_{t1}$ is required. By definition, either the limit strain of the steel or the textile reinforcement $\varepsilon_{su}$ respectively $\varepsilon_{tu}$ or of the concrete $\varepsilon_{cu}$ is part of the linear strain distribution in the ultimate limit state. With this assumption and using the two geometrical equa-*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

4), la distribución de las deformaciones y el resultado computacional quedan establecidos de manera clara (en este caso $\varepsilon_{t1o} = 0$).

$$\varepsilon_{t1} = \varepsilon_{s1} + (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2}) \cdot z_{ts1} / d_s - \varepsilon_{t1o} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{c2} + (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2}) \cdot d_2 / d_s \quad (4)$$

De lo anterior se deduce que se requiere mucho tiempo para determinar la distribución de las deformaciones a partir del cálculo iterativo. No obstante, partiendo de esa base, pueden confeccionarse tablas de cálculo para facilitar la tarea. El desarrollo matemático se describe en [21].

### 4.3. Método de cálculo teniendo en cuenta la precarga

Frenzel y Curbach [21] ampliaron el modelo analítico y de cálculo iterativo anteriormente descrito para tener en cuenta la precarga, que comprende conceptos como el peso propio de los elementos de hormigón armado antes de que se les aplique el refuerzo con TRC. Además, en su modelo se tiene en cuenta la distribución de la deformación de la sección no reforzada definida como las deformaciones por compresión de la cara superior del hormigón del elemento y por tracción del acero. Con este fin se introdujeron las deformaciones ,$\varepsilon_{c2o}$, $\varepsilon_{s2o}$, $\varepsilon_{s1o}$ y $\varepsilon_{t1o}$ de las secciones sin reforzar sometidas a precarga (véase la figura 18),

cuyas definiciones son:

$\varepsilon_{c2o}$, $\varepsilon_{s2o}$, $\varepsilon_{s1o}$, $\varepsilon_{t1o}$ las deformaciones de un elemento sin reforzar: por compresión del hormigón de su cara superior, por compresión y tracción del acero, y por tracción del tejido.

$\Delta\varepsilon_{c2}$, $\Delta\varepsilon_{s2}$, $\Delta\varepsilon_{s1}$ los incrementos de deformación debidos a cargas adicionales a nivel de la superficie superior de hormigón del elemento, de la armadura de acero a compresión y a tracción.

*tions (3) and (4) the strain distribution and the computational result is clearly fixed (in this case $\varepsilon_{t1o} = 0$).*

$$\varepsilon_{t1} = \varepsilon_{s1} + (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2}) \cdot z_{ts1} / d_s - \varepsilon_{t1o} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{c2} + (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2}) \cdot d_2 / d_s \quad (4)$$

*This approach shows that consuming iterations are needed to determine the strain distribution. However, on this basis, design tables can be drawn up for easy and practical handling. The mathematical background is described in [21].*

### 4.3. *Calculation method with consideration of preloading*

*Frenzel and Curbach [21] broadened the previously described analytical and iterative calculation model by considering a preloading, as for example the self-weight of the reinforced concrete elements before applying the TRC strengthening. In addition, the strain distribution of the unstrengthened cross section defined by a top-edge concrete compressive strain and a steel tensile strain, is taken into account. Toward this aim, the strain values $\varepsilon_{c2o}$, $\varepsilon_{s2o}$, $\varepsilon_{s1o}$ and $\varepsilon_{t1o}$ of the unstrengthened, loaded cross section are introduced, see Figure 18.*

*Here, they are defined as follows:*

$\varepsilon_{c2o}$, $\varepsilon_{s2o}$, $\varepsilon_{s1o}$, $\varepsilon_{t1o}$ *concrete top-edge, compressive and tensile steel and textile strains of the unstrengthened element*

$\Delta\varepsilon_{c2}$, $\Delta\varepsilon_{s2}$, $\Delta\varepsilon_{s1}$ *strain increments due to additional loads at the depth of the concrete edge, compressive and tensile steel reinforcement*

*The strains $\varepsilon_{c2o}$, $\varepsilon_{s2o}$, $\varepsilon_{s1o}$, can be calculated through the internal forces and the existing reinforcing areas. $\varepsilon_{t1o}$ is a*

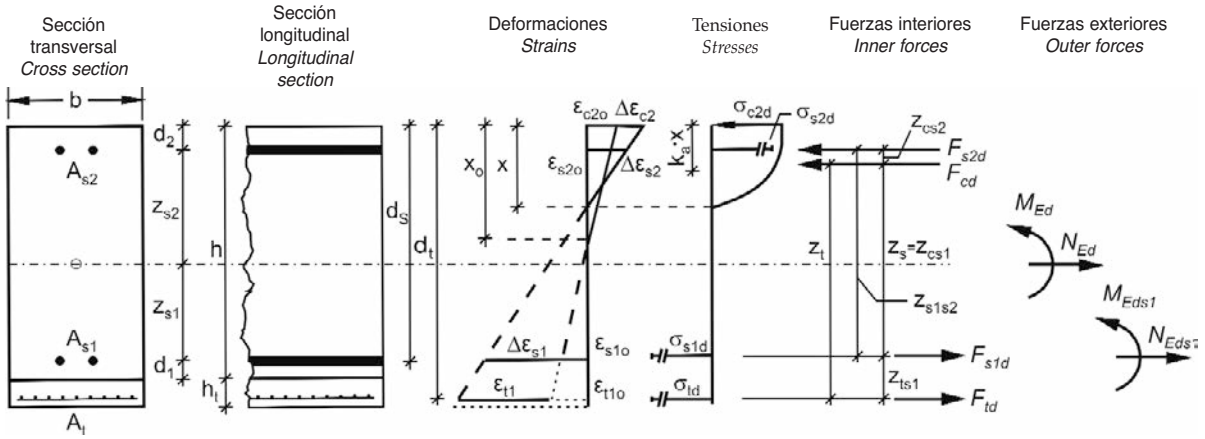



Figura 18. Deformaciones, tensiones y fuerzas interiores y exteriores en una sección reforzada, con precarga según [21]
*Figure 18. Strains, stresses, inner and outer forces of a strengthened preloaded cross section based on [21]*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

Las deformaciones $\varepsilon_{c2o}$, $\varepsilon_{s2o}$ y $\varepsilon_{s1o}$ pueden calcularse mediante las fuerzas interiores y las áreas de armadura existentes. $\varepsilon_{t1o}$es una deformación ficticia de la sección sin reforzar ubicada a nivel de la capa textil que se desea aplicar. $\varepsilon_{t1o}$ se determina con la ecuación (5). La distribución de la deformación y de las correspondientes fuerzas interiores puede determinarse con las fórmulas (6–8) mediante el método de cálculo descrito anteriormente, al que se incorpora la deformación $\varepsilon_{t1o}$ en la ecuación (3).

$$\varepsilon_{t1o} = \varepsilon_{s1o} + (\varepsilon_{s1o} - \varepsilon_{c2o}) \cdot z_{ts1} / d_s \qquad (5)$$

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c2o} + \Delta\varepsilon_{c2} \;\; with \; \varepsilon_{c2} \geq \varepsilon_{c2u} \qquad (6)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s2o} + \Delta\varepsilon_{s2} \text{ cuando } |\varepsilon_{s2}| \leq \varepsilon_{su}\text{; o bien}$$
$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s1o} + \Delta\varepsilon_{s1} \text{ cuando } \varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_{su} \qquad (7)$$

$$\varepsilon_{t1} \leq \varepsilon_{tu} \qquad (8)$$

## 4.4. Modelo de diseño

El método de cálculo presentado, los valores de cálculo de las acciones y los de las resistencias del material conforman la base del modelo de diseño. Por lo general, los valores de cálculo de los materiales se determinan dividiendo sus valores característicos entre el coeficiente de seguridad correspondiente. Los valores característicos de los materiales se definen como el valor de un fractil, el 5% por ejemplo, de los resultados de los ensayos. La resistencia de cálculo del hormigón y del acero se determina de acuerdo con lo dispuesto en el Eurocódigo 2 [1]. La resistencia máxima a tracción de la armadura textil se determina mediante los ensayos de tracción uniaxial descritos en [18–20]. Sin embargo, para calcular la relación tensión-deformación característica y la resistencia máxima a tracción característica $f_{tk}$ de una armadura textil, hace falta realizar cierto número de ensayos y disponer de los resultados. El procedimiento habitual consiste en hallar la resistencia a tracción de cálculo $f_{td}$ con la ecuación (9), que incorpora el coeficiente de seguridad del material $\gamma_t$ y un factor para tener en cuenta los efectos a largo plazo $\alpha_t$.

$$f_{td} = \alpha_t \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_t} \qquad (9)$$

Inicialmente, Proske et al. [43] propusieron un valor de 2,2 como coeficiente de seguridad del hormigón armado con textiles. Sin embargo, este coeficiente podría verse reducido una vez que puedan tenerse en cuenta otros parámetros que se desconocen en la actualidad. Para el cálculo de estructuras de distintos proyectos piloto ya ejecutados se ha empleado un coeficiente de seguridad $\gamma_t$ de 2,1 [14], [42], [44]. Este valor se basó en la experiencia práctica con otros materiales de hormigón armado con fibras cortas y se utilizó a falta de suficientes datos sobre el TRC que permitieran determinar un coeficiente de seguridad del material que garantiza-

*fictitious strain of the unstrengthened cross section located at the depth of the textile layer to be applied. $\varepsilon_{t1o}$ is determined with equation (5). The strain distribution and the corresponding inner forces may be determined with the formula (6) to (8) using the previously described calculation method and taking into consideration $\varepsilon_{t1o}$ in equation (3).*

$$\varepsilon_{t1o} = \varepsilon_{s1o} + (\varepsilon_{s1o} - \varepsilon_{c2o}) \cdot z_{ts1} / d_s \qquad (5)$$

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c2o} + \Delta\varepsilon_{c2} \;\; with \; \varepsilon_{c2} \geq \varepsilon_{c2u} \qquad (6)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s2o} + \Delta\varepsilon_{s2} \;\; with \; |\varepsilon_{s2}| \leq \varepsilon_{su}\text{; respectively}$$
$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s1o} + \Delta\varepsilon_{s1} \;\; with \; \varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_{su} \qquad (7)$$

$$\varepsilon_{t1} \leq \varepsilon_{tu} \qquad (8)$$

## 4.4. Design Model

*The introduced calculation method, the design values of the actions and of the material strengths form the basis for the design model. Generally, material design values are determined by dividing characteristic values by the material safety factor. The characteristic material values are determined by taking for example the 5% fractile value of the test results. Euro Code 2 [1] regulates the design strength for concrete and steel. The ultimate tensile strength of the textile reinforcement is determined with the uniaxial tensile tests as described in [18-20]. However, a certain number of tests and measured data was necessary to compute the characteristic stress-strain relationship and the characteristic ultimate tensile strength $f_{tk}$ of a textile reinforcement. According to the common procedure, the design tensile strength $f_{td}$ is determined with equation (9) which includes the material safety factor $\gamma_t$ and a factor for the influence of long-term effects $\alpha_t$.*

$$f_{td} = \alpha_t \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_t} \qquad (9)$$

*At first, the proposal for an appropriate safety factor of 2.2 for textile reinforced concrete was published by Proske et al. [43]. However, this factor may decrease once further still unknown parameters are taken into consideration. A safety factor $\gamma_t$ of 2.1 was used for the structural calculation of various pilot projects, which were already carried out [14], [42], [44]. This value was based on practical experience with other short fibre-reinforced concrete materials. It was utilised as extensive material data of TRC were not available to determine a material safety factor which would guarantee the required level of safety.*

*Within the Collaborative Research Centre (SFB) 528, appropriate calculation methods for determining the safety factor for textile reinforcement were developed by the*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

ra el nivel necesario de seguridad.

En el marco del área de investigación especial SFB 528, se desarrollaron en el Instituto de Análisis de Estructuras de la TU Dresden métodos de cálculo adecuados para determinar el coeficiente de seguridad de las armaduras textiles. Sickert et al. [45] hallaron los coeficientes de seguridad de un hormigón armado con tejidos de vidrio AR y otro con tejidos de carbono, observando que el valor resultante variaba enormemente (entre 1,2 y 4,4) en función de la distribución de la resistencia a tracción que se utilizaba en los cálculos. Debe tenerse en cuenta que los distintos tejidos presentan importantes diferencias en cuanto a la dispersión de los valores de sus principales parámetros, por lo que no es posible determinar un coeficiente de seguridad general para el TRC. Actualmente hay que calcularlo caso por caso para cada combinación tejido-hormigón.

Los coeficientes de seguridad del material presentados aquí se han determinado evaluando los datos de experimentos de corta duración. Los efectos del tiempo, el clima, la geometría y, si procede, de las acciones dinámicas se pueden tener en cuenta al incorporar al modelo el coeficiente $\alpha_t$. Como es bien conocido, existe en el caso del TRC fabricado con tejidos de vidrio AR una correlación entre la vida útil y el nivel de carga aplicado. Se ha observado que las probetas ensayadas a tracción presentan un buen rendimiento a largo plazo al someterlas a una carga mantenida del 60% de su resistencia a corto plazo, pero fallan al someterlas a una carga superior al 75% de dicha resistencia [46]. El comportamiento a largo plazo depende principalmente del material de la fibra, el tamaño del tejido aplicado, el recubrimiento de este y la composición de la matriz [47–49]. Por lo tanto, para el coeficiente a largo plazo de los tejidos de vidrio AR ha de adoptarse un valor conservador, el 0,6 [11]. Puesto que las fibras de carbono tienen una mayor resistencia a tracción y una mayor rigidez que las fibras de vidrio AR (véase la figura 6), la durabilidad de los tejidos elaborados con fibra de carbono es objeto de investigación intensiva en la actualidad. Como ya se sabe, las fibras de carbono son más resistentes a las cargas permanentes que las de vidrio, y tienen por lo tanto un coeficiente $\alpha_t$ más elevado.

## 5. APLICACIONES PRÁCTICAS DEL HORMIGÓN ARMADO CON TEXTILES

### 5.1. Refuerzo de elementos

Nuestra vida sería inconcebible sin un entorno construido. La vivienda, el empleo, el transporte y los suministros básicos serían imposibles sin edificios e infraestructuras. Es por ello importante mantener y conservar el parque inmobiliario, ya que la construcción continua de nuevos edificios no sería viable desde el punto de vista económico ni aceptable desde el punto de vista ecológico. Las acciones climatológicas o la modificación de las cargas pueden someter a las estructuras ya existentes a acciones de una importancia tal que sería imposible garantizar su seguridad a

*Institute of Structural Analysis, TU Dresden. Sickert et al. [45] determined the safety factors for one AR-glass and one carbon textile reinforced concrete and showed the huge difference between the material factors when different tensile strength distribution functions are assumed. The calculations led to safety factors between about 1.2 and 4.4. It should be noted that there are big differences between the individual textile fabrics in the scattering range of the material parameters. For this reason, a general safety factor for TRC cannot be determined. Currently, it needs to be identified separately for every individual textile-concrete combination.*

*The material safety factors presented were determined by evaluating the data of short-term experiments. The effects of time-dependency, climate, geometry and, if necessary, dynamic stresses are considered by the coefficient $\alpha_t$. It is generally known that there is a correlation between lifetime and the applied load level for TRC made of AR-glass textiles. Tensile test specimens under constant load withstood a long-term loading when they were loaded with 60% of their short-term resistance, failed however when loaded with more than 75% of it [46]. The long-term behaviour is mainly influenced by the fibre material, the applied textile size, the coating and the matrix composition [47-49]. The long-term coefficient must be estimated conservatively at 0.6 for AR-glass fabrics at present [11]. Due to the fact that carbon fibres have a higher tensile resistance and stiffness than AR-glass fibres (see Figure 6), the durability of carbon textiles is in the focus of current durability research studies. It is already known that carbon fibres are more resistant to permanent loading than glass fibres, which results in a higher coefficient $\alpha_t$.*

## 5. PRACTICAL APPLICATIONS OF TEXTILE REINFORCED CONCRETE

### 5.1. Strengthening of components

*Our life would be inconceivable without a built-up environment. Human habitation, employment, transport and utilities would be impossible without building construction and an infrastructure. Nevertheless, the building stock must be maintained and preserved as erecting new buildings on a permanent basis would be neither financially feasible nor environmentally acceptable. Environmental influences or modified load scenarios subject existing structures to such strains that it would be impossible to guarantee the required safety any longer. For instance, an increased traffic volume and higher truck axle loads on bridges demand higher material resistance. Consequently, we are focusing on the practical application of TRC for the lightweight and efficient strengthening of existing components. A few outstanding examples shall be introduced below.*

*The first major project was the strengthening work to increase the load-bearing capacity of a hypar shell roof over the "large lecture hall" of the Fachhochschule Schweinfurt*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

largo plazo. Un mayor volumen de tráfico, por ejemplo, o mayores cargas por eje de los camiones sobre los puentes exigen que la resistencia de los materiales sea mayor. Por lo tanto, el presente apartado se centra en la aplicación práctica de TRC para el refuerzo ligero pero eficiente de los elementos existentes. A continuación se exponen algunos ejemplos destacados.

El primer proyecto relevante consistió en aumentar la capacidad resistente de la cubierta del salón de actos de la Fachhochschule Schweinfurt (Alemania), una lámina delgada paraboloide hiperbólica que se tuvo que reparar de urgencia en 2006 [14], [50] (figura 4). La estructura laminar de hormigón armado original se construyó en la década de los sesenta con una luz de unos 39 m. Su espesor era de apenas 80 mm en la mayor parte de la cubierta. Este proyecto demostró por primera vez las impresionantes ventajas del TRC en aplicaciones prácticas. Además, la aplicación de TRC resultó ser el único método de refuerzo que podía emplearse en esta estructura. Ni la considerable pendiente de la cubierta ni las altas temperaturas que se esperaban en el tejado obstaculizaron la ejecución con TRC. Asimismo, la configuración reticular de las capas de TRC permitió la disipación de esfuerzos con distinta orientación hacia el interior de la estructura de la lámina. De acuerdo con lo previsto, las tres capas de tejido de fibra de carbono y hormigón de árido fino aplicadas se pudieron aplicar de manera escalonada a toda la cubierta en unos pocos días con facilidad y sin complicaciones. Durante el proceso de aplicación, los miembros del equipo técnico autor del proyecto establecieron una presencia permanente en la obra para asesorar y controlar tanto los trabajos de aplicación como el curado del hormigón. El espesor final total de la capa, de 15 mm, aumentó el peso muerto de la cubierta, pero muy poco en comparación con un refuerzo normal de hormigón proyectado, que suele tener un espesor de 80 mm. En la figura 4 pueden verse distintas imágenes de la ejecución del refuerzo.

En Zwickau (Alemania) quería conservarse una emblemática bóveda laminar de hormigón armado que data de 1903, cuando la técnica aún estaba en su infancia. El urbanista, los partidarios de la conservación del patrimonio y los usuarios exigían un mantenimiento de alta calidad. Sobre todo, era importante mantener la visibilidad de la geometría de la bóveda. En la figura 19 se muestra una sección transversal de la estructura original de hormigón armado, de 80 mm de espesor, así como del tragaluz rectangular y una de las once vigas que forman una unión monolítica con la estructura laminar. Al igual que en el proyecto de Schweinfurt, ninguno de los métodos convencionales cumplía todas las condiciones, por lo que se consideró la posibilidad de aplicar TRC, que resultó ser el método de refuerzo más adecuado. Una vez eliminado el enlucido, se aplicó un chorro de arena a la superficie del hormigón preexistente para darle rugosidad. También se repararon los defectos observados. A continuación se humedeció la superficie y se embebió la armadura textil, compuesta por cinco

*(Germany) which urgently had to be repaired in 2006 [14], [50], (Figure 4). Originally, the reinforced concrete shell was built in the 1960s having a maximum span length of about 39 m. The thickness of the shell measured only 80 mm in most parts of the roof. This project demonstrated the impressive benefits of TRC in its practical application for the first time. Besides, the TRC application turned out to be the only strengthening method that could be implemented on this structure. Neither the partly substantial roof pitch nor the expected high temperatures on the rooftop constricted the TRC execution. Moreover, the two-dimensional TRC layers allowed the dissipation of differently oriented forces into the shell structure. As expected, the handling of the three carbon textile layers and the fine-grained concrete, which was applied stepwise to the complete roof within a few days, was easy and uncomplicated. During the application process, our staff was on site continuously to advise and monitor the work itself and the concrete curing. The final total layer thickness of 15 mm increased the roof's dead weight only a little. In contrast, the usual thickness of a shotcrete strengthening is 80 mm. Sequences of the strengthening process are depicted in Figure 4.*

*A landmark barrel-vault from the early days of reinforced concrete (1903) needed to be preserved in Zwickau (Germany). The planner, the preservationists and the users demanded high quality maintenance work. Above all, the geometry of the shell was to remain visible. Figure 19 shows a cross section through the 80 mm thick, corrugated reinforced concrete slab with a rectangular window opening and one of the eleven beams which are monolithically connected to the barrel shell. As in the project in Schweinfurt, none of the conventional methods were able to fulfil all of the required conditions. The TRC application came into consideration and was finally the most appropriate strengthening method. Once the existing plaster had been removed, the surface of the old concrete was roughened by sandblasting. In addition, existing defects were repaired. Afterwards, the surface was prewetted, and the textile reinforcement consisting of five layers of carbon yarn were embedded into the fresh fine-grained concrete. With 15 mm, the thickness of the strengthening layer was again extraordinarily small [44], [51-53].*

*However, the use of textile reinforced concrete for strengthening is not limited to such special constructions as the ones described above. In a construction project of the year 2009, more than 2200 m² of a multi-storey commercial building ceiling had to be strengthened. The bending load capacity was increased by applying four layers of a heavy-tow yarn carbon textile. Strengthening with shotcrete or CFRP plates was impossible for both constructive as well as technical reasons.*

### *5.2. New components*

*TRC is not only a lightweight method for strengthening. It may be utilised for new lightweight components or structures as well. Outstanding examples are two segmental bridges made of textile reinforced concrete, which were built under the leadership of the Institute of Concrete Structures, TU*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

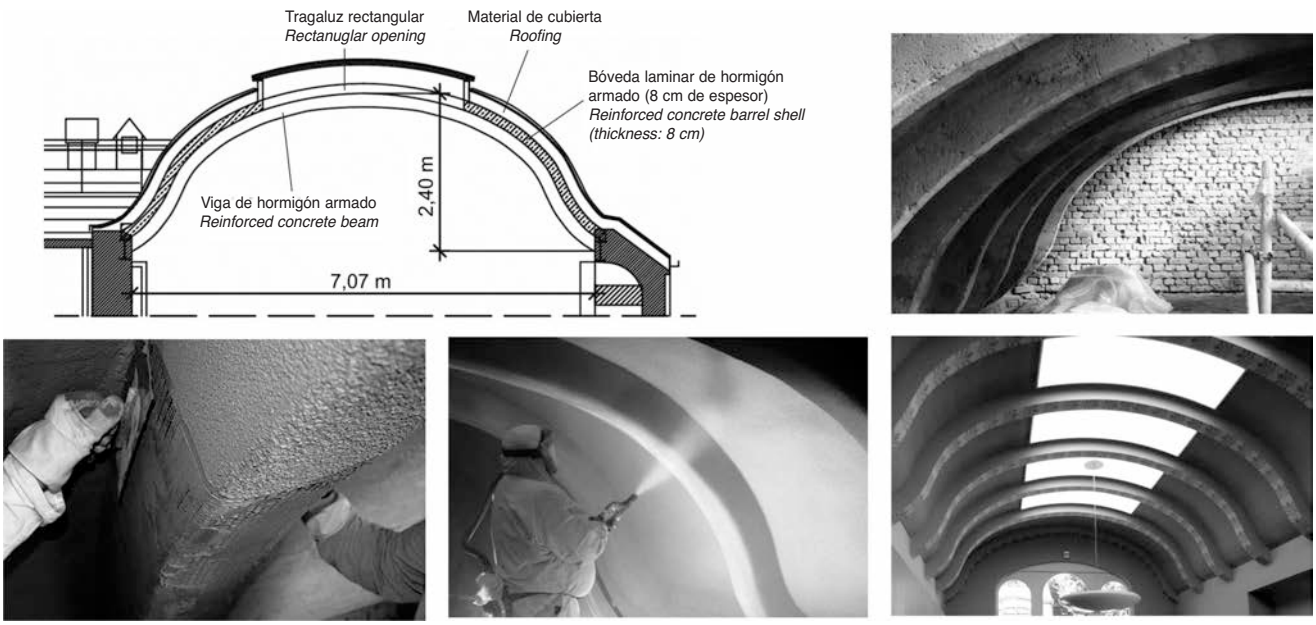



Figura 19. Sección transversal de la estructura, bóveda dañada antes, durante y después de los trabajos de refuerzo [52]
*Figure 19. Cross section, damaged vault before, during and after strengthening works [52]*

capas de hilo de carbono, en el hormigón fresco de árido fino. Nuevamente, el espesor de la capa de refuerzo –apenas 15 mm en este caso– fue excepcionalmente pequeño [44], [51–53].

Sin embargo, el empleo de hormigón armado con textiles para reforzar elementos no se limita a estructuras tan singulares como las anteriormente descritas. En un proyecto de construcción de 2009 se pretendía reforzar más de 2 200 $m^2$ de la cubierta de un centro comercial de varias plantas. La resistencia a flexión mejoró mediante la aplicación de cuatro capas de un tejido compuesto por hilos gruesos de carbono. La estructura no podía reforzarse ni con hormigón proyectado ni con placas de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP, por sus siglas en inglés) por razones tanto de construcción como técnicas.

## 5.2. Elementos nuevos

El TRC no es sólo un material ligero para reforzar elementos sino también para la elaboración de nuevos componentes. Entre los distintos ejemplos destacan dos puentes de dovelas construidos bajo la dirección del Instituto de Estructuras de Hormigón de la TU Dresden, en los que se armó el hormigón con textiles. El primer puente de hormigón armado con textiles a nivel mundial, construido para el Festival Nacional del Jardín en 2006, cruza el arroyo Döllnitz en Oschatz (Sajonia, Alemania). Este puente ligero e innovador (luz de 8,6 m, peso aproximado de 5 toneladas) convenció a la comunidad científica y recibió el «Special Encouragement Award» de la Fédération internationale du Béton (FIB, por sus siglas en francés) en 2006 y el «Innovation Award of the Concrete Components Supply Industry» en 2007. En otoño de 2007 se inauguró en Kempten (Algovia, Alemania) una pasarela para uso peatonal y ciclista de 17 m de longitud y 12,5 toneladas de peso (figura 20). Las 18 dovelas en forma de U de la pasare-

*Dresden. The world's first textile reinforced concrete bridge was built for the National Garden Festival in 2006. It spans the Döllnitz creek in Oschatz (Saxony, Germany). The lightweight, innovative bridge construction (span width: 8.6 m, weight: approximately 5 tons) convinced the scientific community and was awarded the "Special Encouragement Award" of the Fédération Internationale du béton (fib) in 2006 and the "Innovation Award of the Concrete Components Supply Industry" in 2007. In the fall of 2007, a second, 17 m long, 12.5 tons heavy foot and bicycle bridge was opened to the public in Kempten (Allgäu, Germany, Figure 20). The 18 U-shaped elements of the sweeping prestressed bridge over the Rottach creek were prepared by spraying TRC at a precast plant in Oschatz (Saxony, Germany) [54–57]. The thickness of the precast elements partially measures only 30 mm!*

*A new, nearly 100 m long pedestrian TRC-bridge was opened in 2010 in Albstadt-Lautlingen (Germany). A remarkable slenderness of 15 (span width to components height) was achieved by AR-glass textile reinforced concrete combined with unbounded prestressing which required only 15 mm of concrete cover. The superstructure (six prefabricated parts) is characterised by a T-beam with seven webs (Figure 21) and is expected to have a lifetime of 80 years. The bearing and dynamic behaviour were investigated and the design and the structural calculation executed by the Institute of Concrete Structures, RWTH Aachen [58], [59].*

*Nevertheless, not only light bridges can be realised with textile reinforced concrete. Another promising field of application are wall panels. Our institute cooperates closely with partners from industry to find easy and economical solutions. Conventional reinforced concrete facades with and without thermal insulation are very massive and heavy due to the required corrosion protection of the steel reinforcement. On account of their high self-weight, exten-*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026



Figura 20. Pasarela de hormigón armado con textiles – dovelas antes del ensamblaje y posición final [11], [56]
*Figure 20. Textile Reinforced Concrete footbridge – segments before clamping together and in final position [11], [56]*

la pretensada y ligeramente arqueada que salva el arroyo Rottach se fabricaron con TRC proyectado en una planta de prefabricados de Oschatz (Sajonia, Alemania) [54–57]. ¡En algunas zonas, las dovelas tienen un espesor de tan solo 30 mm!

En 2010 se inauguró en Albstadt-Lautlingen (Alemania) una nueva pasarela de 100 m de longitud fabricada con TRC. Al emplear hormigón armado con textiles de vidrio AR en combinación con unos tendones de pretensado no adheridos, para los que el recubrimiento de hormigón necesario era de tan sólo 15 mm, se consiguió una estructura de una esbeltez extraordinaria, con una relación luz - flecha de 15. La superestructura (seis piezas prefabricadas) constituye una viga en T de siete almas (figura 21) cuya vida útil estimada es de 80 años. El Instituto de Estructuras de Hormigón de la RWTH Aachen ha calculado la capacidad resistente, el comportamiento dinámico y la estructura de la pasarela [58], [59].

En todo caso, los puentes no son las únicas estructuras susceptibles de construirse de hormigón armado con textiles. Otro ámbito de aplicación potencial son las placas de revestimiento de fachadas. El Instituto de Estructuras de Hormigón de la TU Dresden colabora estrechamente con empresas del sector en el diseño de placas económicas y fáciles de instalar. Las fachadas de hormigón armado convencional, tanto si incluyen aislamiento térmico como si no, son muy voluminosas y pesadas por el espesor del recubrimiento requerido para proteger la armadura de acero contra la corrosión. Debido a su elevado peso propio, su colocación precisa de sistemas de anclaje muy elaborados. Las placas delgadas para fachadas fabricadas con TRC por la empresa Hering Bau GmbH & Co. KG, en cambio, tienen un espesor de entre solo 20 y 30 mm, en función del tamaño de la placa (hasta 3 x 5 m). Estas placas se han instalado, por ejemplo, en la fachada del nuevo edificio del Instituto de Materiales situado en el campus de la TU Dresden (figura 22). Las placas tipo sándwich con aislamiento térmico son objeto de estudios que están en marcha en la actualidad en el Instituto de Estructuras de Hormigón de la RWTH Aachen [60].



Figura 21. Pasarela esbelta (Foto: Fa. Groz-Bechert) [58]
*Figure 21. Slender pedestrian bridge (Photo: Fa. Groz-Beckert) [58]*

*sive anchoring systems are necessary. A new solution is the Hering Bau GmbH & Co. KG enterprise's thin-wall TRC panel, which is only 20 to 30 mm thick depending on the panel's size (up to 3.0 m x 5.0 m). Such panels were installed, for example, on the facade of the new building for the Institute of Materials located on the campus of the TU Dresden (Figure 22). Sandwich facade panels with thermal insulation are part of the current research of the Institute of Concrete Structures at the RWTH Aachen [60].*

## 6. CONCLUSIONS AND OUTLOOK

*Textile reinforced concrete is a versatile composite material. Even small thicknesses result in structures with high load-bearing capacities due to the application of corrosion-resistant continuous fibres and a fine-grained cementitious matrix. TRC is characterised by a high ultimate compressive and tensile strength and small crack distances and widths. It is a suitable material for lightweight structures and components with unconventional shapes and can be composed flexibly according to the field of application. Furthermore, it is an efficient strengthening material for beams, slabs and columns under bending, shear, normal and torsional stresses.*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 6. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

El hormigón armado con textiles es un material compuesto de gran versatilidad. Permite conseguir, incluso con pequeños espesores, estructuras con elevadas capacidades resistentes, mediante el embebido de fibras continuas resistentes a la corrosión en una matriz cementicia de árido fino. El TRC se caracteriza por elevadas resistencias máximas a compresión y tracción, y por fisuras pequeñas y separadas a distancias muy cortas. Es un material adecuado para estructuras y elementos ligeros con formas poco convencionales y puede acoplarse fácilmente al ámbito de aplicación. Además, constituye un refuerzo eficaz en vigas, forjados y pilares sometidos a esfuerzos de flexión, a cortante, normales y de torsión.

El Instituto de Estructuras de Hormigón de la TU Dresden mantiene su actividad investigadora con las miras puestas sobre todo en proyectos con una dimensión eminentemente práctica, que se desarrollan bajo la dirección del Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) [61]. En la actualidad se tiene previsto emprender otros interesantes proyectos, como una nueva pasarela y el cálculo y construcción de una estructura laminar de hormigón armado con textiles que servirá como salón de actos y almacén.

Por otra parte, están en marcha medidas paralelas para seguir desarrollando las estructuras ligeras de hormigón. El programa prioritario (SPP) «Hormigón ligero. Fundamentos biónicos, matemáticos y de cálculo para futuras estructuras de hormigón», financiado por la Fundación Alemana para la Investigación (DFG, por sus siglas en alemán) se inició en julio de 2011 [62]. El objetivo de este programa es cambiar el paradigma de la ingeniería civil, sustituyendo estructuras voluminosas y pesadas por edificios ligeros y esbeltos que no necesariamente han de construirse para aplicaciones especiales, sino que pueden satisfacer necesidades corrientes y cotidianas.



Figura 22. Placas de fachada de hormigón armado con textiles en el campus de la TU Dresden [11]
*Figure 22. Textile reinforced concrete facade panels on the campus of the TU Dresden [11]*

*Research activities by the Institute of Concrete Structures at the TU Dresden are continuing. Particularly practically-oriented projects, which are managed by the Deutsches Zentrum für Textilbeton (DZT), are in the focus [61]. At present, a number of other interesting projects such as a new bridge for pedestrians and the design and construction of a textile reinforced shell structure which is to serve as both meeting hall and storage facility are already in the planning stages.*

*However, additional steps are being undertaken to further develop leightweight concrete structures. The priority programme (SPP) "Concrete light. Future concrete structures using bionic, mathematical and engineering form-finding principles" funded by the Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) started in July 2011 [62]. The goal of this programme is a paradigm change in the field of civil engineering: leaving behind massive and heavy structures in favour of lightweight, slender buildings not only erected for special application but to satisfy common, day-to-day purposes, instead.*

## REFERENCIAS / *REFERENCES*

[1] *European Standard EN 1992-1-1: 2011. Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1: General rules and rules for buildings.* Brussels: CEN, 2011.

[2] *INSPECTAPEDIA. Guide to Corrugated Roof Covering Materials.* [Disponible en http://inspectapedia.com/roof/Corrugated_Roofs.htm, 01.03.2012].

[3] *SFB 528. Forschungsprogramm*. [Disponible en http://sfb528.tu-dresden.de/, 01.03.2012].

[4] *SFB 532.* Textilbewehrter Beton - Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie. [Disponible en http://www.imb.rwth-aachen. de/sfb-53, 01.03.2012].

[5] CURBACH, M.; SCHEERER, S. "Concrete light - possibilities and visions". *Concrete engineering for excellence and efficienc*. Fib Symposium, Prague 8-10 june 2011, 2011. ISBN 978-80-87158-29-6. p. 29-44.

[6] JESSE, F.; CURBACH, M. "Verstärken mit Textilbeton". *Beton-Kalender 2010: Brücken – Betonbau im Wasser*. 1st ed. Berlin: Ernst & Sohn, 2010. ISBN 978-3-433-02931-2. p. 457-565.

[7] WIKIPEDIA. *Grosor de pelo*. [Disponible en http://es.wikipedia.org/wiki/Pelo , 01.03.2012].

[8] PLAGGENBORG, B.; WEILAND, S. "Textile-reinforced concrete with high-performance carbon fibre grids". *JEC Composites Magazin*, 2008, vol. 45, nº 44, p. 32-35.



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

[9] HAUSDING, J.; LORENZ, E.; ORTLEPP, R.; LUNDAHL, A.; CHERIF, C. "Application of stitch-bonded multi'plies made by using the extended warp knitting process: reinforcements with symmetrical layer arrangement for concrete". *Journal of the Textile Institute*, 2011, vol. 102, n° 8, p. 726-738.

[10] MÄDER, E.; PLONKA, R.; GAO, S.L. "Coatings for fibre and interphase modifications in a cementitious matrix". In: CURBACH, M. (ed.) *Textile reinforced structures. Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRTS2). Dresden, Germany, 29.09.-01.10.2003*. TU Dresden: self-published, 2003, p. 121-132.

[11] CURBACH, M.; ORTLEPP, R.; SCHEERER, S.; FRENZEL, M. "Verstärken mit Textilbeton – Weg von der Vision zur Anwendung". *Der Prüfingenieur*, 2011, n° 39, p. 32-44.

[12] DIN EN 1015-11: *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel*. 1999, A1:2006.

[13] DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton, Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. June 1991.

[14] CURBACH, M.; HAUPTENBUCHER, B.; ORTLEPP, R.; WEILAND, S. "Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalenwerks in Schweinfurt". *Beton- und Stahlbetonbau*, 2007, vol. 102, n° 6, p. 353-361.

[15] CURBACH, M.; HÄUSSLER-COMBE, U. [eds.] *Institut für Massivbau, TU Dresden: Annual Report - Jahresbericht 2011*. 1st ed. Bannewitz/Dresden: addprint AG, 2011.

[16] ABDKADER, A. *Charakterisierung und Modellierung der Eigenschaften von AR-Glasfilamentgarnen für die Betonbewehrung*. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Maschinenwesen, phd-thesis, 2004.

[17] ABDKADER, A.; OFFERMANN, P.; JESSE, F.; CURBACH, M. "Textil bewehrter Beton mit AR-Glasfilamenten". *IFB Industrial Fabrics Bulletin*, 2003, n° 3, p. 20-53.

[18] JESSE, F. *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix*. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, phd-thesis, 2004.

[19] HARTIG, J.; JESSE, F.; SCHICKTANZ, K.; HÄUSSLER-COMBE, U. "Influence of experimental setups on the apparent uniaxialtensile load-bearing capacity of textile reinforced concrete specimens". *Materials and Structures*, 2012, vol. 45, nº 3, p. 433-446.

[20] HARTIG, J.; HÄUSSLER-COMBE, U. "Evaluation of experimental setups for determining the tensile strength of textile reinforced concrete". BRAMESHUBER, W. (ed.) *2nd ICTRC - Textile Reinforced Concrete: Proceedings of the International RILEM Conference on Material Science (MatSci) - Volume 1*. RWTH Aachen: RILEM Publications S.A.R.L., 2010, p. 117-127.

[21] FRENZEL, M.; CURBACH, M. "Bemessungsmodell zur Berechnung der Tragfähigkeit von biegeverstärkten Stahlbetonplatten". CURBACH, M.; ORTLEPP, R. (eds.) *Textilbeton in Theorie und Praxis. Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken*. TU Dresden: self-published, 2011, ISBN 978-3-86780-245-1, p. 381-399.

[22] REINHARDT, H.W.; KRÜGER, M.; BENTUR, A.; BRAMESHUBER, W.; BANHOLZER, B.; CURBACH, M.; JESSE, F.; MOBASHER, B.; PELED, A.; SCHORN, H. "Composite materials - 6.1. Bond". BRAMESHUBER, W. (ed.) *Textile Reinforced Concrete. State-of-the Art Report of RILEM Technical Comittee 201-TRC*. 1st ed. Bagneux, vol. 36: RILEM Publications S.A.R.L., 2006, ISBN 2-912143-99-3, p. 83-131.

[23] CEB-FIP COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (ed.) *CEB-FIP Model Code 1990, CEB Bulletin n° 213/214*. 1st ed. London: Thomas Telford Services Ltd, 1993, ISBN 978-0-7277-1696-5.

[24] LORENZ, E.; ORTLEPP, R. "Bond behavior of textile reinforcements - development of a pull-out test and modelling of the respective Bond versus slip relation". PARRA-MONTESINOS, G.J.; REINHARDT, H.W.; NAAMAN, A.E. (eds.): *Proceedings of the Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), Ann Arbor, 19.-22.6.2011*, 2011, p. 463-470.

[25] WEILAND, S. *Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton*. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, phd-thesis, 2009.

[26 WEILAND, S.; CURBACH, M. "Interaktion gemischter Bewehrungen bei der Verstärkung von Stahlbeton mit textilbewehrtem Beton". CURBACH M.; JESSE, F. (eds.) *Textilbeton - Theorie und Praxis. Tagungsband zum 4. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRTS 4) und zur 1. Anwendertagung, Dresden, 3.6.-5.6.2009*. TU-Dresden: self-published, 2009, ISBN 978-3-86780-122-5, p. 553-564.

[27] ORTLEPP, R.; SCHLADITZ, F.; CURBACH, M. "Textilbetonverstärkte Stahlbetonstützen". *Beton- und Stahlbetonbau*, 2011, vol. 106, n° 9, p. 640-648.

[28] BÖSCHE, A. "*Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteile durch den Einsatz textiler Bewehrungen - Ansatz für ein Bemessungsmodell*". Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, phd-thesis, 2007.



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

[29] BÖSCHE, A.; WEILAND, S.; ORTLEPP, R.; JESSE, F.; CURBACH, M.; ALDEA, C.M. "Textile reinforced concrete for flexural strengthening of RC-structures – Part 1: Structural behaviour and design model". *ACI SP-251-2: Design & Applications of Textile-Reinforced Concrete.* Farmington Hills, USA: American Concrete Institute, 2008. CD-Rom, p. 19-40.

[30 WEILAND, S.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M. "Strengthening of predeformed slabs with textile reinforced concrete". CEB-FIP (ed.) *Proceedings of the 2nd fib-Concress.* Neapel, Italy, 05-08 06 2006, vol. 2. CD-Rom, 2006, p. 428-430.

[31] SCHLADITZ, F.; FRENZEL, M.; EHLIG, D.; CURBACH, M. "Bending load capacity of reinforced concrete slabs strengthened with textile reinforced concrete". *Engineering Structure*, 2012, vol. 40, p. 317-326.

[32] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M. "Textile reinforced concrete for strengthening in bending and shear". *Materials and Structures.* 2006, vol. 39, n° 8, p. 741-748.

[33] SCHALDITZ, F.; BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M. "Shear force strengthening of large, reinforced concrete components using Textile Reinforced Concrete (TRC)". CONCRETE SOCIETY, GRCA (eds.) *Proceedings of the 18th Congress of the International Glassfibre Reinforced Association*. Prag: The Concrete Society, Century House, Telford Avenue, Growthorne RG45 6YS, 2008. ISBN 978-1-904482-43-7.

[34] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M. "Anchoring of shear strengthening for T-beams made of TRC". *Materials and Structures.* 2008, vol. 41, n° 2, p. 407-418.

[35] BRÜCKNER, A. *Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton*. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, phd-thesis, 2011.

[36] ORTLEPP, R.; CURBACH, M. "Verstärken von Stahlbetonstützen mit textilbewehrtem Beton". *Beton- und Stahlbetonbau*, 2009, vol. 104, n° 10, p. 681-689.

[37] SCHLADITZ, F.; HAMPEL, T.; ORTLEPP, R.; SCHEERER, S. "Eine neue 10-MN-Prüfmaschine für großformatige Bauteile". *Bautechnik,* 2011, vol. 88, n° 3.

[38] ORTLEPP, R.; LORENZ, A.; CURBACH, M. "Geometry effects onto the load bearing capacity of column heads strengthened with TRC". CEB-FIP (ed.) *The 2011 Fib Symposium: Concrete Engineering for Excellence and Efficiency*. Prague, 8.6.-10.6.2011, 2011, p. 1193-1196.

[39] SCHLADITZ, F.; CURBACH, M. "Torsion tests on textile-reinforced concrete strengthened specimens". *Materials and Structures,* 2011, vol. 45, n° 1, p. 31-40.

[40] LAÎSSOUB, F. *Die Bemessung von mit TFC-Gewebe verstärkten Betonbauteilen. Modellbetrachtungen auf der Basis von Versuchsergebnissen*. Darmstadt: Technische Universität Darmstadt, phd-thesis, 2004.

[41] CURBACH, M.; JESSE, F. *Verstärken von Stahlbetonbauteilen mit textilbewehrtem Beton - Kurzer Bericht zu aktuellen Entwicklungen*. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 2005.

[42] SCHLADITZ, F.; LORENZ, E.; CURBACH, M. "Biegetragfähigkeit von textilbetonverstärkten Stahlbetonplatten". *Beton- und Stahlbetonbau*, 2011, vol. 106, n° 6, p. 377–384.

[43] PROSKE, D.; JESSE, F.; CURBACH, M. "Partial safety factor for textile reinforced concrete". COROTIS, R.B.; SCHUELLER, G.I.; SHINOZUKA, M. (eds.) *Structural Safety and Reliability: Proceedings of the 8th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 01), Newport Beach, California, USA.* Newport Beach: A.A. Balkema Publishers, 2001, p. 63.

[44] SCHLADITZ, F.; LORENZ, E.; JESSE, F.; CURBACH, M. "Strengthening of a Barrel-Shaped Roof using Textile Reinforced Concrete". *33rd Symposium of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Bangkok, 09-11.09.2009*. ISBN 978-3-85748-121-5. p. 416–417.

[45] SICKERT, J.U.; JESSE, F.; SCHWITEILO, K. "Statistische Auswertung der Bruchspannung einaxialer Zugversuche an Textilbetonproben – Vorschläge für Teilsicherheitsbeiwerte". CURBACH M.; ORTLEPP, R. [eds.] *Textilbeton in Theorie und Praxis. Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken*. TU-Dresden: Self-published, 2011. ISBN 978-3-86780-245-1. p. 141–155.

[46] ORTLEPP, S.; JESSE, F. "Experimental investigation of static fatigue strength of textile reinforced concrete". BRAMESHUBER, W.; HEGGER, J.; WILL, N. [eds.] *Textile Reinforced Concrete: Proceedings of the 1st International RILEM Symposium (ICTRC 2006), Aachen 6-7.9.2006*. Bagneux: RILEM, PRO 50, 2006. ISBN 2-912143-97-7. p. 131–140.

[47] BUTLER, M. *Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen*. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, phd-thesis, 2009.

[48] BUTLER, M.; MECHTCHERINE, V.; HEMPEL, S. "Durability of textile reinforced concrete made with AR glass fibre: effect of the matrix composition".



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

*Materials and Structures*, 2010, vol. 43, n° 10, p. 1351-1368.

[49] SEIDEL, A.; LEPENIES, I.G.; ENGLER, T.; CHERIF, C.; ZASTRAU, B.W. "Aspects of creep behaviour of textile reinforcements for composite materials". *The Open Materials Science Journal*, 2009, n° 3, p. 67–79.

[50] ORTLEPP, R.; WEILAND, S.; CURBACH, M. "Rehabilitation and strengthening of a hypar concrete shell by textile reinforced concrete". LIMBACHIYA, M.C.; KEW, H.Y. (eds.) *Proceedings of the International Conference Excellence in Concrete Construction through Innovation, London, 09-10.09.2008*. London: Taylor & Francis Group, 2008. ISBN 978-0-415-47592-1. p. 357–364.

[51] SCHLADITZ, F.; HOFFMANN, A.; GRAF, M.; LORENZ, E.; JESSE, F. "Strengthening of a barrel shell with textile reinforced concrete - Part I: Dimensioning and Design". ALDEA C.M. (ed.) *Proceedings of the ACI 2010 Spring Convention, Chicago, 21-25.03.2010*, 2010.

[52] LORENZ, E.; SCHLADITZ, F.; JESSE, F.; CURBACH, M. "Strengthening of a barrel shell with textile reinforced concrete - Part II: Practical Experience". ALDEA C.M. (ed.) *Proceedings of the ACI 2010 Spring Convention, Chicago, 21-25.03.2010*, 2010.

[53] SCHLADITZ, F.; LORENZ, E.; JESSE, F.; CURBACH, M. ´"Verstärkung einer denkmalgeschützten Tonnenschale mit Textilbeton". *Beton- und Stahlbetonbau*. 2009, vol. 104, n° 7, p. 432–437.

[54] JESSE, D.; JESSE, F. "Textile reinforced concrete for lightweight segmental bridges with post-tensioning". *3rd International fib Congress, Washington, D.C. 29.05.-02.06.2010*, 2010.

[55] CURBACH, M.; WEILAND, S.; MICHLER, H. "The bridge between the textile industry and the construction sector". *Canadian Textile Journal/ Revue Canadienne du Textile*, 2008, n° 125.

[56] KÖCKRITZ, U.; CURBACH, M.; JESSE, D.; WEILAND, S.; FRANZKE, G.; CHERIF, C. "A textile reinforced segment bridge for the federal horticultural show 2006 at Oschatz". *Proceedings of the 14th International Techtextil Symposium, Frankfurt/Main*, 2007.

[57] CURBACH, M.; MICHLER, H.; WEILAND, S.; JESSE, D. "Textilbewehrter Beton – Innovativ! Leicht! Formbar!". *BetonWerk Interational*, 2008, vol. 11, n° 5, p. 62–72.

[58] BRAMESHUBER, W.; HINZEN, M.; WOCHNER, M. "Elegante Fußgängerbrücke aus textilbewehrtem Beton". *Beton*, 2010, n° 11, p. 438–444.

[59] HEGGER, J.; GORALSKI, C.; KULAS, C. "Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton - Sechsfeldrige Fußgängerbrücke mit einer Gesamtlänge von 97 m". *Beton- und Stahlbetonbau*, 2011, vol. 106, n° 2, p. 64–71.

[60] HEGGER, J.; HORSTMANN, M.; SCHOLZEN, A. "Sandwich panels with thin-walled textile reinforced concrete facings". *ACI Fall Convention Puerto Rico 2007. ACI SP-251: Design and Applications of Textile Reinforced Concrete*. 2007, p. 109–123.

[61] *Deutsches Zentrum für Textilbeton*. [Disponible en http://textilbetonzentrum.de/, 01.03.2012].

[62] *SPP 1542*. [Disponible en http://spp1542.tu-dresden.de/, 01.03.2012].



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# Transición dúctil-frágil y cuantía mínima en pilares de hormigón débilmente armados

## *Ductile-brittle transition and minimum reinforcement ratio in lightly reinforced concrete columns*

**Rocío Porras-Soriano[1], Jacinto Ruiz Carmona[1], Rena C. Yu[2] y Gonzalo Ruiz López[1]**

Recibido | *Received:* 28-04-2012
Aceptado | *Accepted:* 27-07-2012

## Resumen

El presente trabajo muestra los resultados obtenidos en una reciente campaña experimental, realizada con el objeto de estudiar el comportamiento frente a pandeo de soportes/paneles esbeltos de hormigón débilmente armados sometidos a flexocompresión. En concreto se va a analizar la influencia de la cuantía de armadura, la esbeltez del panel y la excentricidad de la carga aplicada. Los ensayos se hicieron sobre probetas de hormigón armado a escala reducida con el fin de reproducir el comportamiento de elementos de tamaño normal en edificación. Durante los ensayos se tomaron las curvas carga-desplazamiento en el centro de vano (excentricidad adicional), captando la respuesta incluso después del pico de carga. A partir de los datos experimentales se propone una clasificación del comportamiento de este tipo de elementos. Asimismo, se realiza una revisión de la formulación para obtener la cuantía mínima mecánica en elementos débilmente armados sometidos a flexocompresión según la Norma EHE-08.

**Palabras clave:** hormigón armado, pandeo, cuantías mecánicas, transición dúctil-frágil, efecto escala.

## *Abstract*

*This work reports the results of a series of tests performed on lightly reinforced concrete panels subjected to buckling load. We disclose the sensitivity of the specimens to changes in the slenderness, the load eccentricity and the reinforcement ratio. These tests were performed on scaled reinforced concrete specimens in order to reproduce the behavior of lightly reinforced concrete elements subjected to buckling. During these tests, load applied and displacements at mid-span of the specimen (additional eccentricity) were measured; the element response even after the peak load was captured. The paper proposes a simple classification of the element behavior as function of the slenderness and load eccentricity. Based on this classification, the Spanish code requirements of minimum mechanical reinforcement to avoid brittle failure in compressed elements are reviewed.*

***Keywords:*** *reinforced concrete, buckling, reinforcement ratio, ductile-brittle transition, size effect.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Castilla-La Mancha (Ciudad Real, España)
(2) Dr. Ingeniero Aeronáutico. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Castilla-La Mancha (Ciudad Real, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* jacinto.rc@gmail.com



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 1 INTRODUCCIÓN

Durante el proceso de carga de un pilar de hormigón armado a compresión excéntrica se desarrollan diversos procesos de fisuración que producen cambios en la rigidez del elemento. Este hecho va a tener una gran influencia en el denominado fallo por pandeo del pilar por el aumento de los efectos de segundo orden [1]. Debido a la importancia de estas deformaciones de segundo orden, el fallo por pandeo de elementos de hormigón armado ha sido objeto de diferentes investigaciones a lo largo de los últimos 50 años. Estas investigaciones se iniciaron a partir de 1970 encontrando como referencias fundamentales los trabajos de MacGregor [2], Furlong [3] y Fouré [4]. En los últimos años se pueden destacar las investigaciones realizadas por Bažant y Kwon [5], donde se estudia el efecto de escala en pilares de hormigón, y por Kim y Yang [6], quienes ensayaron 30 pilares de hormigón de alta resistencia armado, variando las condiciones de esbeltez, resistencia del hormigón y cuantía de armado. Cabe también mencionar los ensayos llevados a cabo por Foster y Attard [7] sobre pilares esbeltos de hormigón de alta resistencia. A nivel nacional son destacables los ensayos realizados por J. L. Pallarés sobre elementos de hormigón de alta resistencia sometidos a flexocompresión esviada [8]

Todos estos estudios han ayudado a comprender mejor el fenómeno del pandeo en elementos de hormigón y las variables que en él intervienen. No obstante en la revisión bibliográfica realizada se detectó la falta de estudios de elementos débilmente armados. Por ello se ha planteado el presente trabajo experimental, centrado en el estudio la influencia de la cuantía de acero en elementos débilmente armados (cuantía de armadura longitudinal por cara $\rho \leq 0{,}5$ %) sometidos a flexocompresión. En el artículo se analizan el modo de fallo y la cuantía mínima mecánica para evitar el fallo frágil. Esta cuantía ha sido ampliamente estudiada en elementos sometidos únicamente a flexión ([9], [10], [11] y [12]), pero la presencia de axil de compresión era obviada. Así pues se ha estimado necesaria la realización del presente estudio. Ejemplos de elementos débilmente armados sometidos a flexocompresión son los paneles portantes de fachadas o pilares de hormigón con baja solicitación axil y alta excentricidad de carga, como los pescantes o pilares que únicamente sujetan cubiertas.

Dada la dificultad para realizar extensas campañas de ensayos en pilares con esbelteces grandes, y de encontrar dispositivos experimentales aptos para reproducir, de forma precisa y adecuada, el comportamiento de los elementos comprimidos, tanto antes de la carga de fallo como tras ésta, se planteó una campaña experimental a escala reducida que sirviera para estudiar las diferentes variables que pueden afectar a la carga de fallo y al comportamiento de los elementos flexocomprimidos. El hecho de realizar los ensayos a escala reducida facilita su ejecución y minimiza la dispersión de los resultados experimentales al poder controlarse, de forma precisa, tanto la ejecución de los ensayos como las características de los materiales. Como marco teórico para plantear la campaña experimental a escala reducida se utilizan teorías basadas en Mecánica de la Fractura aplicada al hormigón [13]. Precisamente, la relación entre el desarrollo de los procesos de fisuración y el fallo del elemento va a permitir que el fallo por pandeo pueda ser estudiado mediante estas teorías [14].

El artículo se estructura del siguiente modo. A continuación, en la sección 2, se explica en detalle el planteamiento de la campaña experimental a escala reducida. Las secciones 3 y 4 describen los materiales utilizados y el dispositivo experimental respectivamente. La sección 5 recoge los resultados obtenidos. La sección siguiente propone una metodología, a la luz de los resultados experimentales, para la formulación de la cuantía mínima mecánica para este tipo de elementos contemplando la influencia de la armadura en la excentricidad adicional. Finalmente, en la sección 7 se exponen las conclusiones finales.

## 2. PLANTEAMIENTO DE LA CAMPAÑA

El estudio se ha planteado con ensayos a escala reducida, de tal forma que el comportamiento de los elementos ensayados reproduzca el de paneles o pilares de tamaño ordinario, de modo que la mayor de las probetas tuviera unas dimensiones tales que se permitiera una manipulación en el laboratorio razonablemente sencilla. Como parámetro de comparación entre los elementos ensayados y los paneles o pilares de tamaño ordinario se ha adoptado el denominado número de fragilidad de Hillerborg ([15], [16]) $\beta_H$. Éste se define según la ecuación:

$$\beta_H = \frac{L}{\ell_{ch}} \tag{1}$$

Siendo:

- $L$ una dimensión significativa del elemento, en este caso su altura.
- $\ell_{ch}$ la longitud característica del hormigón calculada según la Ecuación 2,

$$\ell_{ch} = \frac{E_C G_F}{f_{ct}^2} \tag{2}$$

donde $E_c$ es el módulo elástico del hormigón, $G_F$ es la energía de fractura del hormigón y $f_{ct}$ la resistencia a tracción del hormigón.

Según este parámetro, dos elementos con un valor similar de $\beta_H$ y que están escalados entre sí, presentan un comportamiento similar en fractura. El microhormigón utilizado en la campaña experimental tiene una longitud característica aproximada de 90 mm, y



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

teniendo en cuenta que, para un hormigón ordinario esta longitud toma un valor de unos 300 mm, los ensayos realizados con probetas a escala de una altura de 1,20 m se pueden asemejar a elementos de aproximadamente 4 m de altura. Realizar los ensayos a escala reducida permite controlar mejor el resultado final de los mismos, debido a que, por el tamaño de las probetas, se logra que la influencia de la retracción del hormigón y del peso propio del panel o pilar en los resultados sea prácticamente despreciable. Esta técnica ha sido utilizada anteriormente por el equipo investigador para estudios de elementos sometidos a flexión y corte, véanse las referencias [12] y [17]. Así pues, se puede considerar este trabajo como una extensión de los mismos para completar el estudio de los elementos de hormigón armado débilmente armados.

Se ha limitado el estudio a un solo tipo de hormigón con características similares al que se utiliza en prefabricación, aunque se han modificado algunas propiedades para cumplir los requisitos para realizar los ensayos a escala reducida. Más específicamente se ha utilizado un microhormigón (hormigón de tamaño máximo de árido reducido), asegurando la perfecta homogeneidad del mismo, usando siempre los mismos materiales en cada amasada, con idéntica dosificación y siguiendo siempre el mismo proceso de fabricación y curado. Asimismo se ha comprobado la repetitividad de las propiedades del micro-hormigón por medio de un intenso plan de ensayos de caracterización, realizado sobre probetas que se fabricaban en cada una de las amasadas. Éstas se fabricaban y curaban al mismo tiempo que las probetas de los paneles. Con ellas se han determinado distintas características del microhormigón empleado: resistencia a compresión, resistencia a tracción, módulo de elasticidad y energía de fractura para cada una de las amasadas.

El tipo de hormigón se seleccionó de manera que tuviera la misma resistencia a compresión y tracción que el que se usa de forma convencional para realizar paneles prefabricados. Por otro lado, se han estudiado las propiedades mecánicas del acero de las barras de armado, así como la adherencia hormigón-acero. Esta última se ha estudiado mediante ensayos de arrancamiento a través de los cuales se podía determinar la tensión rasante entre el acero y el hormigón.

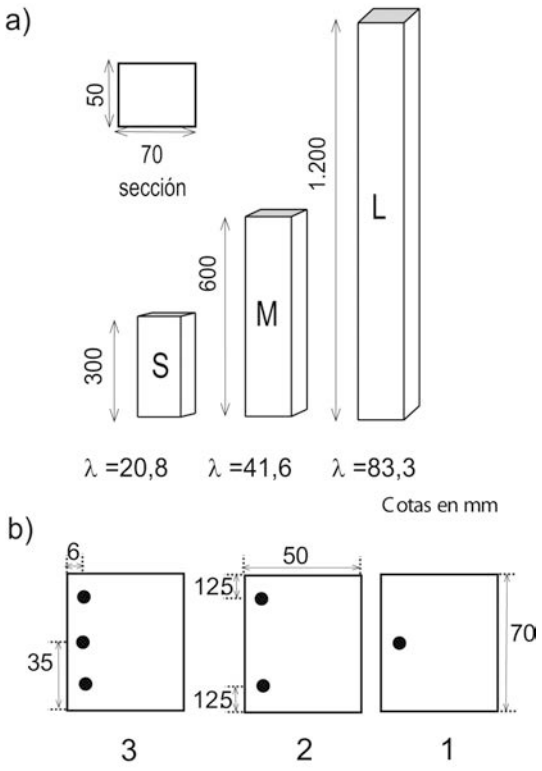



Figura 1. Geometría y Armados:
a) Dimensiones de las probetas; b) Armadura dispuesta

Los ensayos se han planteado con 3 configuraciones de armado, 3 esbelteces y 3 excentricidades de aplicación de la carga diferentes. En total se tienen 27 tipos probetas diferentes. Se han ensayado 2 probetas por cada tipo de ensayo, es decir, un total de 54 ensayos. Las Figuras 1 y 2a muestran la geometría de

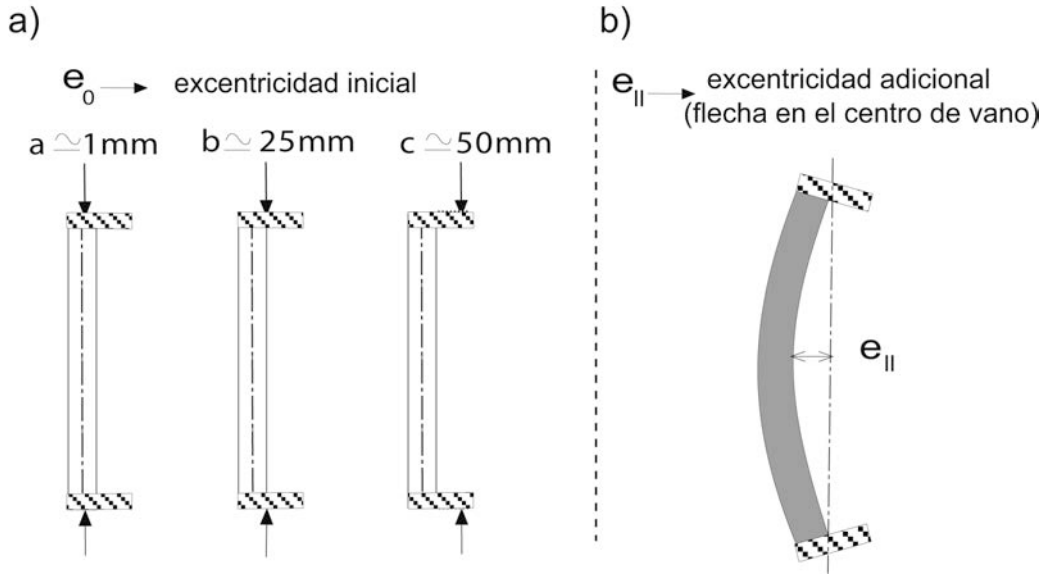



Figura 2: a) Excentricidades iniciales de aplicación de la carga; b) Excentricidad adicional



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

las probetas, disposición de la armadura y aplicación de las cargas.

## 3. MATERIALES

### 3.1. Hormigón

Para fabricar las probetas se ha utilizado un micro-hormigón con un tamaño máximo de árido de 4 mm. El cemento utilizado ha sido Portland mixto CEM II/B-M 32.5 N, según la clasificación de la Norma UNE-EN 197:1:2000. Todo el cemento ha sido tomado del mismo depósito y guardado en un sitio seco hasta su uso. Para la realización del micro-hormigón se utilizó un árido silíceo, ajustando la granulometría del mismo a las especificaciones de la norma UNE 9139. Se realizaron un total de 6 análisis granulométricos.

Para caracterizar mecánicamente el micro-hormigón utilizado se han realizado 4 ensayos de compresión y de obtención del modulo de elasticidad por cada amasada, de acuerdo con las especificaciones de la Norma UNE 83304 y UNE 83316 respectivamente, utilizando un tamaño de probeta de 75x150 mm. Asimismo, se han realizado otros cuatro ensayos por amasada, usando el mismo tipo de probeta, de tracción indirecta (brasileños) para determinar la resistencia a tracción del hormigón, de acuerdo con las especificaciones de la Norma UNE 83306. Se ha medido la energía de fractura siguiendo el procedimiento de ensayo recomendado por la RILEM [13] con las mejoras propuestas por Planas, Guinea y Elices ([18], [19] y [20]). Se trata de un ensayo de flexión en tres puntos sobre probeta prismática (75x50x340 mm) entallada en la sección central hasta la mitad del canto. La carga se ha medido con una célula de carga de ±5 kN y el desplazamiento bajo el punto de carga por medio de dos extensómetros inductivos de ±2,5 mm, promediados. Los ensayos de caracterización se realizaban simultáneamente con los ensayos de los pilares a los 28 días del hormigonado. Los resultados obtenidos en todos estos ensayos se muestran en la Tabla 1.

### 3.2. Acero

Teniendo en cuenta las dimensiones de las probetas empleadas en los ensayos, se han usado barras con un diámetro inferior a los empleados normalmente en construcción. Se han empleado barras de acero roscadas de 2,5 mm de diámetro nominal. Para determinar las características del material se realizaron 7 ensayos a tracción, sobre muestras de unos 10 cm de longitud, Las propiedades medidas fueron el límite elástico, el límite último y el módulo de elasticidad. En la Tabla 2 se muestran los resultados obtenidos en estos ensayos, referidos al diámetro nominal de las barras.

**Tabla 1. Características mecánicas del micro-hormigón**

| | $f_c$ (MPa) | $E_c$ (GPa) | $f_{ct}$ (MPa) | $G_F$ (N/m) | $\ell_{ch}$ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Media | 36,5 | 26,0 | 3,90 | 50,7 | 93,0 |
| Desv. Estandar | 6,0 | 4,8 | 0,53 | 5,1 | – |

**Tabla 2. Resultados de los ensayos a tracción de las barras de acero**

| | $E_s$ GPa | $f_{y,0,2}$ MPa | $f_u$ MPa | $\varepsilon_u$ % |
|---|---|---|---|---|
| Media | 188,0 | 458,7 | 603,15 | 4,3 |
| Desviación estandar | 4,8 | 24,6 | 12,4 | 0,8 |

## 4. DISPOSITIVO DE ENSAYO

Las probetas se han ensayado de forma que sus extremos se encontraban articulados y la excentricidad inicial de la carga, $e_0$, se mantenía constante a lo largo de todo el ensayo. Durante la realización del ensayo se registraron los valores de carga vertical aplicada, $P$, el desplazamiento vertical del apoyo superior $\delta$, y el desplazamiento horizontal en el centro de la cara perpendicular al sentido de pandeo durante todo el ensayo. Este movimiento horizontal o flecha se ha medido con un extensómetro inductivo o LVDT con un recorrido máximo de 15mm. A esta medida se la ha denominado excentricidad adicional o de segundo orden, $e_{II}$, véase la Figura 2b. Asimismo se iba marcando sobre las probetas la aparición de las fisuras y la carga a la que aparecían. La Figura 3 muestra un ejemplo de ensayos para distintas alturas y excentricidades. Todos los detalles de la experimentación se pueden encontrar en la referencia [21].

Para poder aplicar las cargas con las distintas excentricidades se ha colocado sobre las probetas un dispositivo con tres acanaladuras, correspondientes con las tres excentricidades. Este dispositivo, ha sido unido a la probeta mediante unas tuercas enroscadas a las varillas de armado, y a una serie de varillas dispuestas en los extremos de la probeta suficientemente alejadas de la zona de fallo para no afectar en el resultado final, y con una longitud igual a la de anclaje para que no fueran arrancadas de la probeta.

La nomenclatura que se sigue a lo largo del trabajo se ha establecido con base en estos tres parámetros. Así pues, la nomenclatura consta de tres términos: el primero es una letra mayúscula (S, M o L) que determina el tamaño de la probeta, seguida de un número (1, 2 o 3) que hace referencia al número de barras de armado longitudinal (cabe mencionar que no se ha dispuesto armadura de compresión); el tercer término es una letra



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

minúscula (a, b o c), que hace referencia a la excentricidad con la que se ha aplicado la carga. Adicionalmente se indica un último término que distingue entre los dos ensayos realizados de cada tipo de probeta (1 o 2). Por ejemplo, una probeta cuya denominación es L2c-1, indica que es la primera de las dos probetas de 120 cm de longitud, armada con dos barras y ensayada aplicando la carga con una excentricidad inicial de aproximadamente 50 mm.

## 5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LAS PROBETAS

La Figura 4 muestra los resultados que se obtuvieron en la campaña experimental anteriormente citada. De los 54 ensayos previstos hubo 2 que no se pudieron ejecutar correctamente debido a problemas con el dispositivo. Los resultados de los ensayos se han organizado en nueve gráficos ordenados en tres filas y tres columnas. En las filas se mantiene constante la esbeltez mecánica, $\lambda$, y en las columnas la excentricidad de aplicación de la carga, $e_0$. En cada gráfica se muestran resultados únicamente variando la cuantía de armado. En abscisas se representa la excentricidad de segundo orden o adicional ($e_{II}$), medida durante el ensayo, adimensionalizada por la excentricidad inicial. En ordenadas se muestra el axil reducido, $\nu$. Éste se define como el cociente entre la carga aplicada, $P$, y la capacidad de la sección a compresión, la cual es evaluada como el área de la probeta multipli-

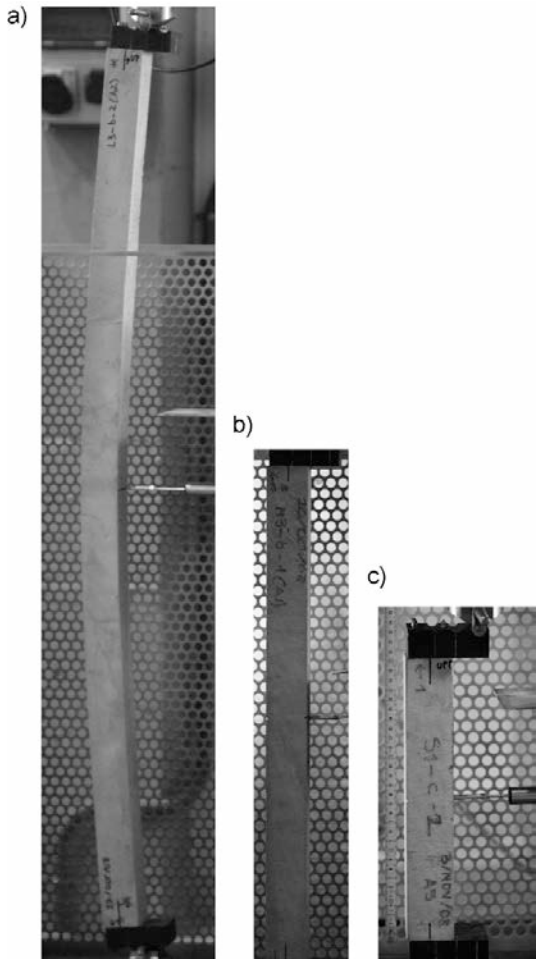



Figura 3. Vistas de ensayos: a) L3b-2; b) M3b-1; c) S1c-2

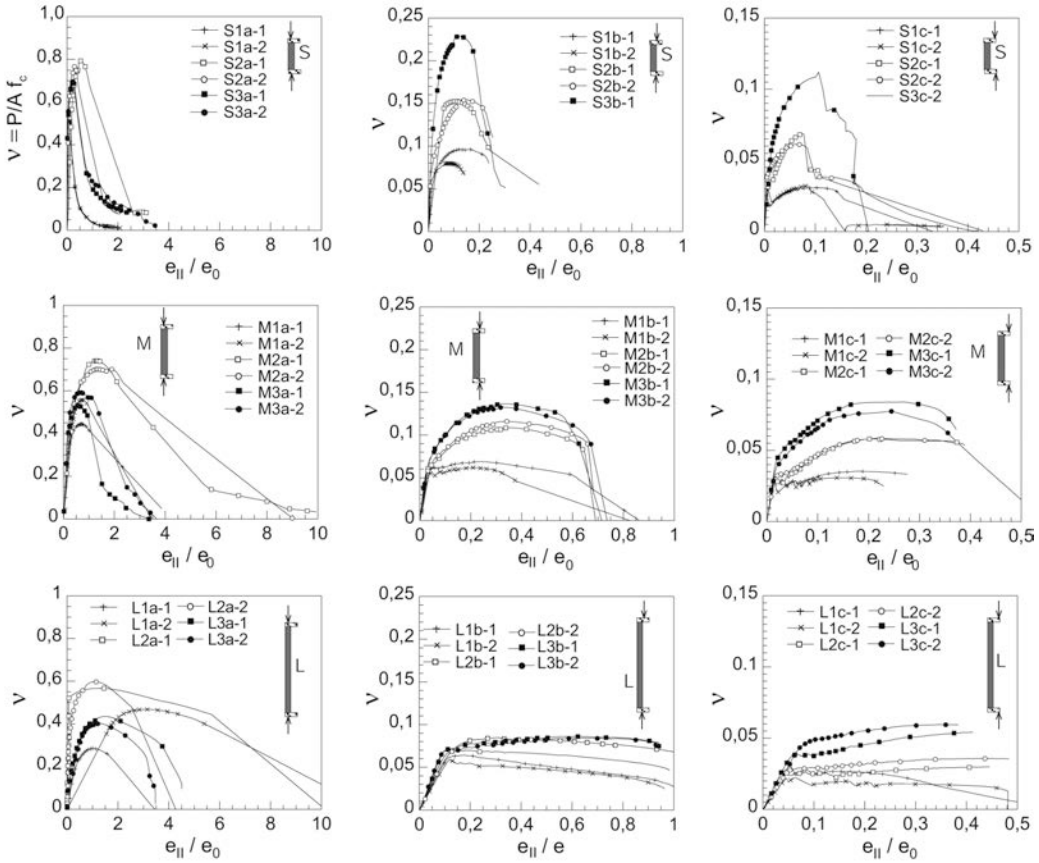



Figura 4. Resultados de los ensayos: Curvas carga - excentricidad adicional, en forma adimensional



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

**Tabla 3. Resultados de los ensayos. Tamaño S**

| Denominacion | Amasada | H (mm) | ρ (%) | $P_{max}$ (kN) | $e_0$ (mm) | $e_{II}$ (mm) | $e_t$ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S1-a-1 | 4 | 300 | 0,14 | 64,8 | 7,1 | 2,0 | 91 |
| S1-a-2 | 4 | 300 | 0,14 | 72,4 | 6,7 | 1,5 | 8,2 |
| S1-b-1 | 4 | 300 | 0,14 | 13,4 | 30,3 | 3,5 | 33,8 |
| S1-b-2 | 4 | 300 | 0,14 | 11,1 | 30,3 | 2,0 | 32,3 |
| S1-c-1 | 5 | 300 | 0,14 | 4,2 | 51,0 | 8,0 | 59,0 |
| S1-c-2 | 5 | 300 | 0,14 | 7,5 | 50,4 | 4,3 | 54,7 |
| S2-a-1 | 2 | 300 | 0,28 | 83,8 | 2,0 | 1,1 | 3,1 |
| S2-a-2 | 2 | 300 | 0,28 | 81,0 | 2,8 | 6,7 | 9,5 |
| S2-b-1 | 3 | 300 | 0,28 | 17,6 | 25,5 | 5,1 | 30,6 |
| S2-b-2 | 3 | 300 | 0,28 | 17,8 | 26,4 | 6,0 | 32,4 |
| S2-c-1 | 3 | 300 | 0,28 | 7,9 | 50,8 | 3,5 | 54,3 |
| S2-c-2 | 3 | 300 | 0,28 | 7,1 | 49,8 | 3,5 | 53,3 |
| S3-a-1 | 1 | 300 | 0,42 | 72,4 | 2,5 | 0,5 | 3,0 |
| S3-a-2 | 1 | 300 | 0,42 | 73,3 | 3,2 | 0,7 | 3,9 |
| S3-b-1 | 1 | 300 | 0,42 | – | - | - | - |
| S3-b-2 | 1 | 300 | 0,42 | 24 | 26,1 | 3,3 | 29,4 |
| S3-c-1 | 2 | 300 | 0,42 | 11,5 | 46,1 | - | - |
| S3-c-2 | 2 | 300 | 0,42 | 11,9 | 47,4 | 5,0 | 52,4 |

**Tabla 4. Resultados de los ensayos. Tamaño M**

| Denominacion | Amasada | H (mm) | ρ (%) | $P_{max}$ (kN) | $e_0$ (mm) | $e_{II}$ (mm) | $e_t$ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M1-a-1 | 4 | 600 | 0,14 | 62,1 | 5,0 | 4,0 | 9,0 |
| M1-a-2 | 4 | 600 | 0,14 | 78,0 | 6,9 | 4,9 | 11,8 |
| M1-b-1 | 4 | 600 | 0,14 | 9,6 | 29,7 | 7,0 | 36,7 |
| M1-b-2 | 4 | 600 | 0,14 | 8,6 | 26,9 | 5,5 | 32,4 |
| M1-c-1 | 5 | 600 | 0,14 | 4,8 | 46,6 | 8,4 | 55,0 |
| M1-c-2 | 5 | 600 | 0,14 | 4,2 | 47,0 | 7,0 | 54,0 |
| M2-a-1 | 2 | 600 | 0,28 | 78,2 | 1,9 | 2,4 | 4,3 |
| M2-a-2 | 2 | 600 | 0,28 | 74,1 | 2,0 | 2,5 | 4,5 |
| M2-b-1 | 3 | 600 | 0,28 | 12,5 | 28,0 | 10,5 | 38,5 |
| M2-b-2 | 3 | 600 | 0,28 | 13,4 | 29,2 | 9,9 | 39,1 |
| M2-c-1 | 3 | 600 | 0,28 | 6,95 | 50,3 | 12 | 62,3 |
| M2-c-2 | 3 | 600 | 0,28 | 6,8 | 51,4 | 12,4 | 63,8 |
| M3-a-1 | 1 | 600 | 0,42 | 55,8 | 7,1 | 4,1 | 11,2 |
| M3-a-2 | 1 | 600 | 0,42 | 62,3 | 6,5 | 4,4 | 10,9 |
| M3-b-1 | 1 | 600 | 0,42 | 14,9 | 26,0 | 8,5 | 34,5 |
| M3-b-2 | 1 | 600 | 0,42 | 13,9 | 27,0 | 8,8 | 35,8 |
| M3-c-1 | 2 | 600 | 0,42 | 8,9 | 45,1 | 11,2 | 56,3 |
| M3-c-2 | 2 | 600 | 0,42 | 8,0 | 45,0 | 8,6 | 53,6 |

cada por la resistencia a compresión medida en los ensayos de caracterización.

En las tablas 3, 4 y 5 se muestra un resumen de los resultados de los ensayos. Se indica para cada ensayo la amasada, la cuantía de armado, la carga máxima, la excentricidad inicial, la excentricidad adicional y la excentricidad total.

Al variar la esbeltez y la excentricidad inicial se produce un cambio en la forma de las curvas. Los resultados muestran curvas con un pico pronunciado para



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

**Tabla 5. Resultados de los ensayos. Tamaño L**

| Denominacion | Amasada | H (mm) | ρ (%) | $P_{max}$ (kN) | $e_0$ (mm) | $e_{II}$ (mm) | $e_t$ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| L1-a-1 | 7 | 1.200 | 0,14 | 42,6 | 7,8 | 8,0 | 15,8 |
| L1-a-2 | 7 | 1.200 | 0,14 | 69,9 | 2,9 | 5,0 | 7,9 |
| L1-b-1 | 8 | 1.200 | 0,14 | 9,2 | 25,0 | 10,0 | 35,0 |
| L1-b-2 | 8 | 1.200 | 0,14 | 8,5 | 24,5 | 12,0 | 36,5 |
| L1-c-1 | 9 | 1.200 | 0,14 | 4,7 | 46,6 | 25,0 | 71,6 |
| L1-c-2 | 9 | 1.200 | 0,14 | 3,3 | 51,2 | 23,0 | 74,2 |
| L2-a-1 | 4 | 1.200 | 0,28 | 79,4 | 2,5 | 3,0 | 15,5 |
| L2-a-2 | 4 | 1.200 | 0,28 | 63,0 | 2,9 | 6,0 | 10,9 |
| L2-b-1 | 5 | 1.200 | 0,28 | 9,5 | 29,6 | 15,0 | 44,6 |
| L2-b-2 | 5 | 1.200 | 0,28 | 11,5 | 23,5 | 20,0 | 43,5 |
| L2-c-1 | 6 | 1.200 | 0,28 | 4,0 | 49,5 | 30,0 | 79,5 |
| L2-c-2 | 6 | 1.200 | 0,28 | 5,0 | 47,2 | 30,0 | 77,2 |
| L3-a-1 | 1 | 1.200 | 0,42 | 45,8 | 6,2 | 12,0 | 18,2 |
| L3-a-2 | 1 | 1.200 | 0,42 | 42,5 | 8,0 | 12,0 | 19,8 |
| L3-b-1 | 2 | 1.200 | 0,42 | 9,1 | 29,5 | 25,0 | 54,4 |
| L3-b-2 | 2 | 1.200 | 0,42 | 8,9 | 29,7 | 25,0 | 54,6 |
| L3-c-1 | 3 | 1.200 | 0,42 | 6,3 | 47,5 | 30,0 | 77,5 |
| L3-c-2 | 3 | 1.200 | 0,42 | 7,0 | 47,7 | 30,0 | 77,7 |

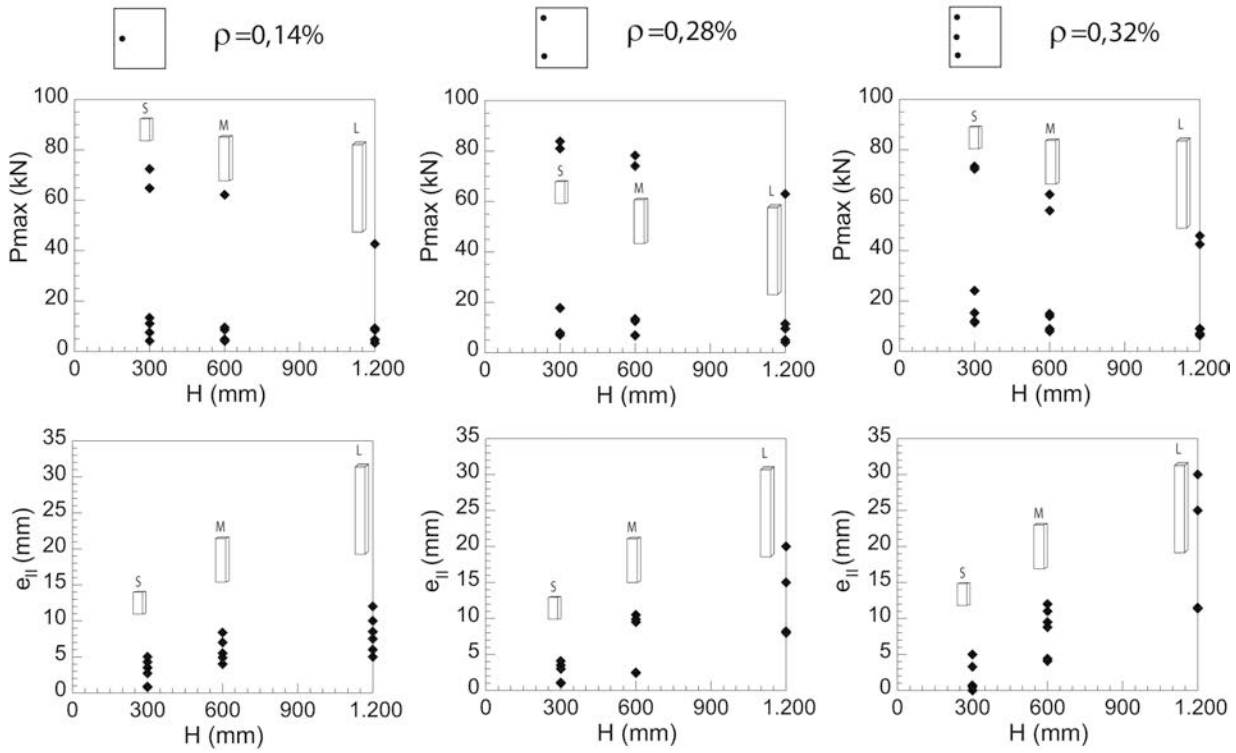



Figura 5. Resultados de los ensayos: Curvas carga-altura de la probeta y excentricidad adicional-altura

excentricidades y esbelteces bajas. Este pico se va difuminando al aumentar la esbeltez y la excentricidad. También se observa que tanto al aumentar la esbeltez como la excentricidad, la carga máxima disminuye, desde valores del axil reducido de 0,8 hasta valores de 0,05.

La Figura 5 muestra un conjunto de 6 gráficos ordenados en 3 columnas y 2 filas. En la fila superior se representan las cargas máximas frente a la altura de la probeta y en la fila inferior las excentricidades iniciales. Cada columna representa una cuantía diferente de armado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

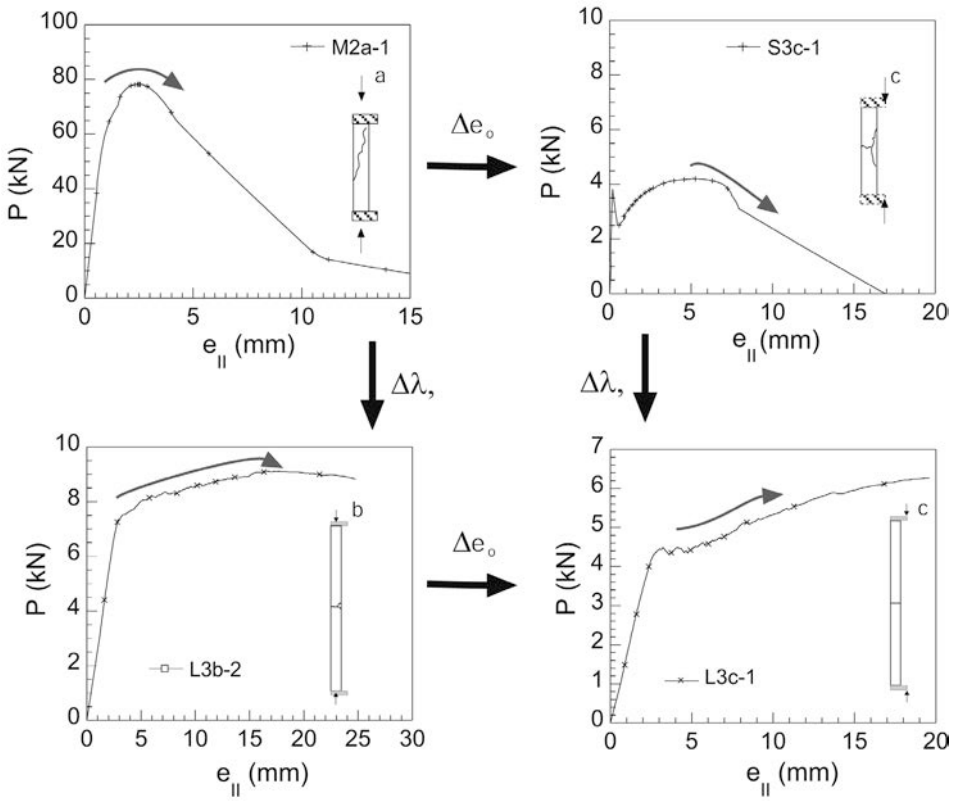



Figura 6. Influencia de la esbeltez y excentricidad en la forma de las curvas P-eII

En general, en los ensayos se ha observado cómo al aumentar la esbeltez de la probeta la carga disminuye, sin que exista una influencia de la cuantía en el rango ensayado. Al aumentar la esbeltez la excentricidad adicional aumenta también. En este caso sí que se aprecia una influencia clara de la cuantía de armadura. Para la mayor de las cuantías en general las excentricidades adicionales o de segundo orden son mayores, ello indica la influencia que tiene la cuantía en la excentricidad adicional en elementos débilmente armados.

La Figura 6 resume en un gráfico unos resultados experimentales extraídos del conjunto, en los que se observa claramente cómo la forma de las curvas carga-excentricidad adicional es dependiente de la excentricidad inicial y de la esbeltez. En cuanto a la cuantía, ésta básicamente modifica la parte final de la curvas cuando el fallo se produce por la plastificación de las armaduras. Esta influencia es más notable para esbelteces y, sobre todo, para excentricidades iniciales elevadas, véase la Figura 4.

Durante los ensayos también se recogieron los diferentes patrones de fisuración obtenidos. En la Figura 7, se muestran unos esquemas con los patrones de fisuración característicos obtenidos para cada una de las combinaciones excentricidad-esbeltez. Se observa cómo al variar la excentricidad y la esbeltez los patrones de daño cambian.

Observando tanto las curvas como los mapas de fisuración se han identificado de forma simplificada dos

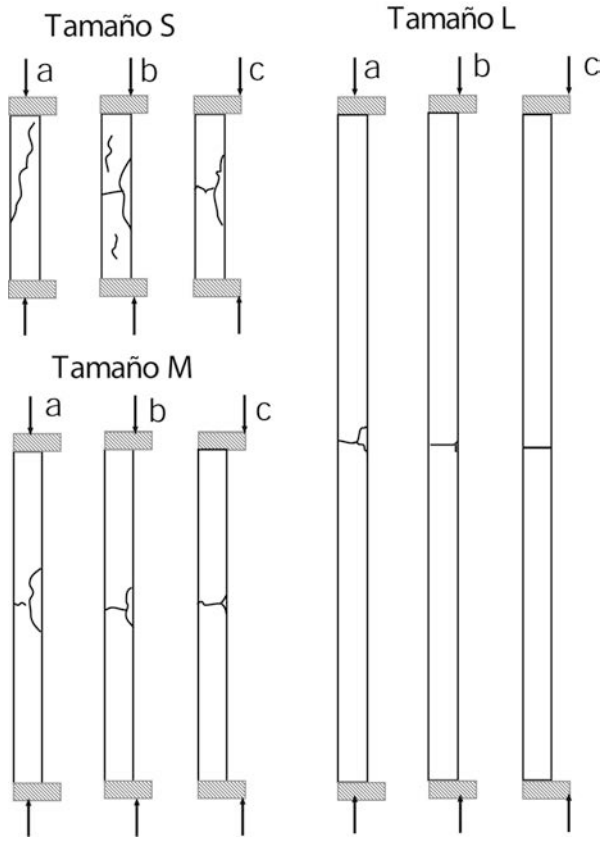



Figura 7. Mapas de fisuración característicos

tipos de comportamiento en las probetas ensayadas: fallo dúctil y fallo frágil. Para diferenciarlos cuantitativamente se ha definido el siguiente criterio de selección: se define como fallo frágil aquél en el que la rela-



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

ción entre la excentricidad adicional en el punto de carga máxima, y la excentricidad adicional del punto de pérdida de linealidad en la rama inicial, punto donde comienzan los fenómenos de fractura, es menor de 5. El valor 5 es aproximadamente la relación entre la deformación para carga máxima y la existente en el punto de pérdida de linealidad inicial, aparición de daño, en un hormigón convencional. El comportamiento se considera dúctil cuando la relación anteriormente citada es mayor de 10. El valor 10 es un mínimo de la relación entre la deformación última y la elástica en el acero. Dado que el criterio se ha realizado con base en las observaciones experimentales, se ha dejado una zona intermedia de comportamiento dúctil-frágil. En la Figura 8 se muestra gráficamente el criterio de clasificación.

El comportamiento frágil se manifiesta en curvas con pico pronunciado mientras que en el comportamiento dúctil se observa una rama final sin una caída pronunciada, alcanzándose la plastificación por tracción de las barras de acero. Los patrones de fisuración en los que se observan fisuras paralelas o ligeramente inclinadas a la directriz del pilar indican un comportamiento frágil, mientras que en los casos en los que el daño se localiza en el centro de vano, manifestándose mediante una fisura perpendicular a la directriz, el comportamiento se considera dúctil. La variación de la cuantía en el rango de la experimentación realizada no tuvo una influencia significativa en los patrones de fisuración fallo.

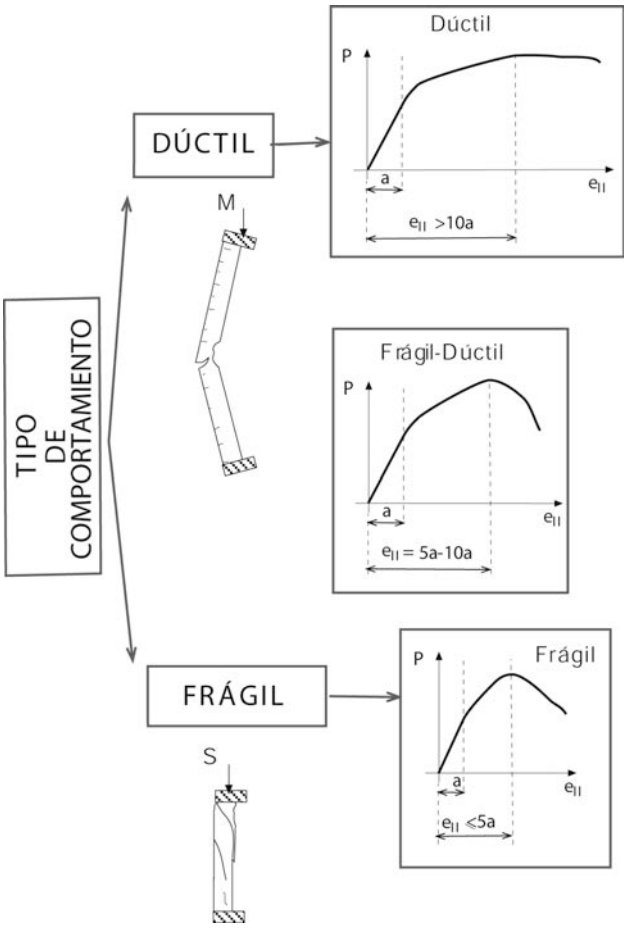



Figura 8. Criterio de clasificación

En la Figura 9a se propone una clasificación del comportamiento del elemento en función de la esbeltez y la excentricidad inicial de la carga aplicada. En abscisas se representa la esbeltez, y en ordenadas se indica la relación entre la excentricidad inicial y el canto del elemento. Cada ensayo queda reflejado por un punto. En la gráfica se han distinguido tres zonas diferentes, correspondientes a los dos tipos de comportamientos: frágil y dúctil y la franja de transición entre ambos. La cuantía en elementos débilmente armados únicamente va a afectar a las probetas clasificadas con un comportamiento dúctil. La influencia de la cuantía no es apreciable en elementos débilmente armados en comportamientos clasificados como frágiles.

En la Figura 9b se ha dibujado, aparte de las líneas que marcan el límite entre los tipos de fallos, la esbeltez límite inferior para realizar la comprobación a pandeo establecida por la actual Normativa EHE-08 ([22] y [23]). Esta esbeltez se evalúa con la siguiente expresión:

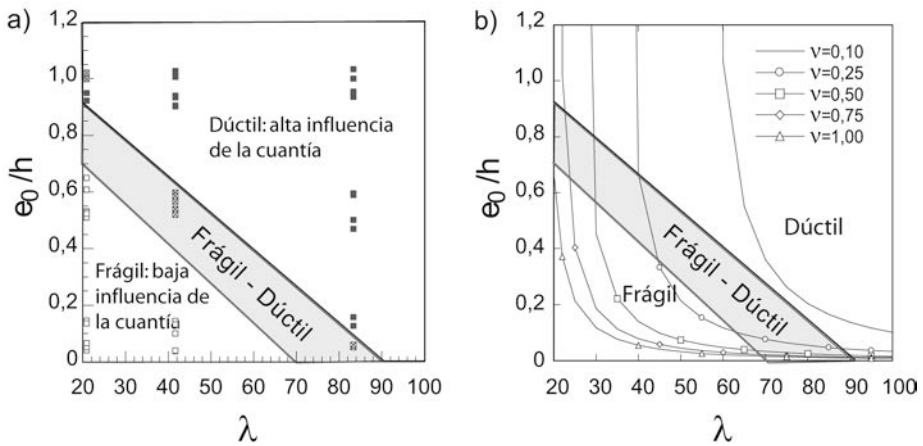



Figura 9. Clasificación Frágil-dúctil aplicada a: a) Resultados experimentales; b) Esbeltez límite inferior según normativa EHE-08



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

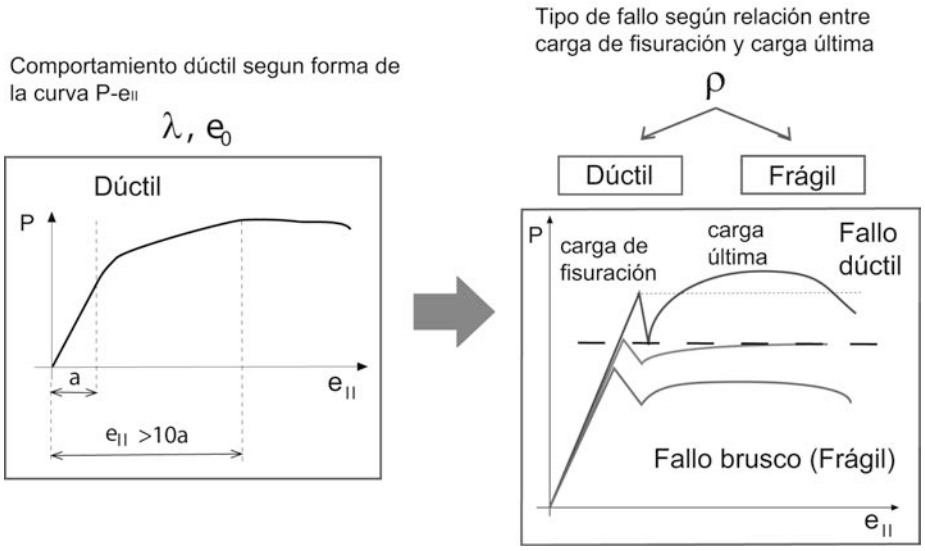



Figura 10. Clasificación del tipo de fallo para comportamientos dúctiles

$$\lambda_{inf} = 35\sqrt{\frac{c}{\nu}\left[1+\frac{0,24}{e_2/h}+3,4\left(\frac{e_1}{e_2}-1\right)^2\right]} \qquad (3)$$

donde $\nu$ es el axil reducido, $e_1$ y $e_2$ son las excentricidades iniciales en los extremos, $h$ es el canto del elemento y $C$ es un coeficiente que depende de la posición del armado. Para el caso estudiado, se ha considerado un pilar con excentricidades iguales en ambos extremos y de forma simplificada con armado simétrico en las dos caras flexionadas, quedando la expresión como:

$$\lambda_{inf} = 35\sqrt{\frac{0,24}{\nu}\left[1+\frac{0,24}{e_0/h}\right]} \qquad (4)$$

Esta expresión tiene en cuenta los efectos de la fluencia, los cuales, por cuestiones prácticas, no se introdujeron en la experimentación. En todo caso, los valores de esbeltez mínima teniendo en cuenta la fluencia son conservadores respecto a no tenerla, por lo que se estima conveniente representar directamente la expresión expuesta en la Normativa y así poder utilizar de forma práctica el ábaco expuesto.

En la Figura 9b la esbeltez límite inferior se representa para diferentes valores del axil reducido. Se puede observar que para valores bajos del axil reducido, la esbeltez límite presenta un valor alto y queda dentro, prácticamente, de la zona de fallo dúctil. Es decir para valores de axil reducido bajo, los efectos de segundo orden son menos importantes y es esperable un fallo dúctil del elemento. Al aumentar el axil la esbeltez limite baja y los efectos de segundo orden se hacen más importantes. Estos resultados coinciden con las observaciones realizadas en los ensayos: al aumentar la excentricidad, el axil en el momento del fallo disminuye y se detecta un comportamiento más dúctil de los elementos comprimidos. Este gráfico puede ser utilizado de forma práctica por técnicos tanto para conocer si es necesario o no realizar la comprobación a pandeo, como para estimar a priori el tipo de fallo del pilar. Puede servir también para plantear el tipo de refuerzo necesario en un pilar a rehabilitar: si se estuviera en la zona de fallo frágil, se podría plantear un refuerzo por confinamiento, y si se estuviera en la zona de fallo dúctil, el refuerzo se podría realizar a flexión en la zona central del pilar.

## 6. CUANTÍA MÍNIMA MECÁNICA EN ELEMENTOS DÉBILMENTE ARMADOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN

El tipo de fallo de los elementos que presentan un comportamiento dúctil es dependiente de la cuantía de armado [11]. Estos elementos en un proceso de solicitación controlado por la carga, como es usual en las estructuras, pueden presentar una rotura brusca según la relación entre la carga de fisuración y la carga última. Ésta rotura brusca se produce cuando la carga de fisuración es mayor que la carga última, tal y como se indica en la Figura 10. Este tipo de fallo, por su importancia en el diseño de estructuras, ha sido ampliamente estudiado en elementos sometidos a flexión tales como vigas ([9] y [11]) con el fin de definir una cuantía mínima mecánica. No obstante no se ha encontrado bibliografía sobre cuantía mínima mecánica en elementos sometidos a flexocompresión.

En elementos flexocomprimidos, para las diferentes combinaciones de esbeltez y excentricidad que corresponden a la región denominada dúctil en la Figura 9, se hace necesaria la disposición de una cierta cuantía mínima que evite precisamente la rotura brusca durante el proceso de carga. Debe matizarse la diferencia que se realiza a lo largo del artículo entre



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

comportamiento en rotura y tipo de fallo. El primero está relacionado con la forma de la curva carga-excentricidad adicional y el segundo se define a través de la relación entre la carga última y la carga de fisuración.

Para evitar que el elemento comprimido falle de forma brusca, se propone de forma práctica que se utilice la expresión de cuantía mínima mecánica conforme a lo descrito en artículo 42.3.2 de la actual Instrucción de Hormigón EHE-08. Este artículo propone la siguiente ecuación para determinar la armadura mínima longitudinal a disponer en un elemento de hormigón para evitar el fallo frágil:

$$A_p f_{pd} + A_S f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ctm,fl} + \frac{P}{z}\left(\frac{W_1}{A} + e_T\right) \qquad (5)$$

Dónde: $A_p$ es el área de la armadura activa adherente, $A_s$ el área de la armadura pasiva, $f_{pd}$ la resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente a tracción, $f_{yd}$ la resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva a tracción, $f_{ct,m,fl}$ la resistencia media a flexotracción del hormigón, $W_1$, el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada, $d_p$ la profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección, $d_s$ la profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección, $P$ es el axil al que está sometido el elemento estructural, $A$ es el área de la sección bruta de hormigón, $e_T$ es la excentricidad total de aplicación de la carga ($e_T = e_0 + e_{II}$) respecto al centro de gravedad de la sección bruta, y $z$ es el brazo mecánico de la sección, que a falta de cálculos más precisos puede adoptarse como $0{,}8h$.

En general, los elementos comprimidos débilmente armados, como por ejemplo los paneles de fachada, no suelen estar pretensados y tienen una sección rectangular de canto $h$ y ancho $b$. Desarrollando la Ecuación 5 podemos indicar que la cuantía mínima que deben tener los elementos comprimidos susceptibles de tener comportamiento dúctil es:

$$A_S f_{yd} \geq \frac{5}{24}\left(A_c f_{ctm,fl} + P\left(\frac{h}{b} + \frac{6e_T}{h}\right)\right) \qquad (6)$$

En esta expresión, según la actual instrucción EHE-08 todos los datos son conocidos e independientes de la cuantía, incluida la excentricidad total, como se verá más adelante. No obstante los resultados experimentales muestran como la deformabilidad de los elementos comprimidos débilmente armados es dependiente de la cuantía. Cuando esta aumenta el elemento es más deformable. Por ello es necesario analizar la relación entre la cuantía y la excentricidad adicional para elementos débilmente armados y así poder determinar $e_T$.

La excentricidad adicional para esbelteces entre el valor de $\lambda_{min}$, definida en el articulo 43.1.2 de la EHE-08, y el valor 100 se puede evaluar, en el caso de pilares rectangulares de canto h, a través de la expresión expuesta en el artículo 43.5 de la citada Normativa:

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e}\frac{l_0^2}{14{,}434h} \qquad (7)$$

Donde, $\beta$ es el factor de armado, el cual para las probetas ensayadas adopta el valor 1.0, pues se trata de una armadura en la cara frontal (máxima eficacia frente a pandeo); $\varepsilon_y$ es la deformación del acero para su resistencia de cálculo, que se calcula como: $\varepsilon_y = f_{yd} / E_y$ y para el acero de las probetas toma el valor de 0,0023; $\varepsilon$, es un parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia, en el caso de estudio toma el valor 0,003, suponiendo que el axil cuasipermanente no supera el 70% del axil total, hipótesis seguida en la presente investigación; $h$ es el canto total, medido paralelamente al plano de pandeo, en este caso 50 mm; $l_0$ es la longitud de pandeo del soporte que, en este caso, coincide con la longitud del panel/pilar ensayado; y $e_e$ es la excentricidad inicial coincidente con este $e_0$. Se observa que en la Ecuación 7, la excentricidad adicional es independiente de la cuantía. Debe indicarse que, en la Normativa EHE-08, a la excentricidad adicional se la denomina $e_a$. En el presente trabajo a la excentricidad obtenida experimentalmente se la ha denominado $e_{II}$ para diferenciarla de la evaluada por la normativa, ya que esta última tiene en cuenta efectos como la fluencia no contemplados en la investigación.

En la Figura 11 se muestra la influencia de la cuantía en la relación entre la excentricidad adicional experimental, en carga máxima, y la evaluada según la EHE-08. Se muestran nueve gráficas en paralelo con los resultados mostrados en la Figura 4. En cada gráfica se muestra en abscisas la cuantía de armado, y en ordenadas la relación entre excentricidades experimental y evaluada según la Norma EHE-08. En cada gráfica el único parámetro que se varía es la cuantía de armado. Se ha dibujado una línea de regresión para ver mejor la tendencia de los resultados. Se observa cómo al aumentar la excentricidad de la carga y esbeltez de la probeta, la pendiente de la recta de regresión aumenta; esto indica que la influencia de la cuantía es mayor. Asimismo, observamos cómo la regresión lineal para el rango de cuantía estudiado ofrece un buen ajuste.

Para introducir la influencia de la cuantía de forma sencilla en la expresión de la normativa, Ecuación 7, se propone introducir un factor de ajuste. Se ha descartado la utilización de modelos más complejos debido a la dificultad de implantación que ofrecían. Tal y como se ha indicado, para el rango de cuantías del estudio, una variación lineal de la excentricidad en función de la cuantía es suficientemente aproximada, así pues es posible suponer que la relación entre excentricidades se puede expresar de la siguiente forma:



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

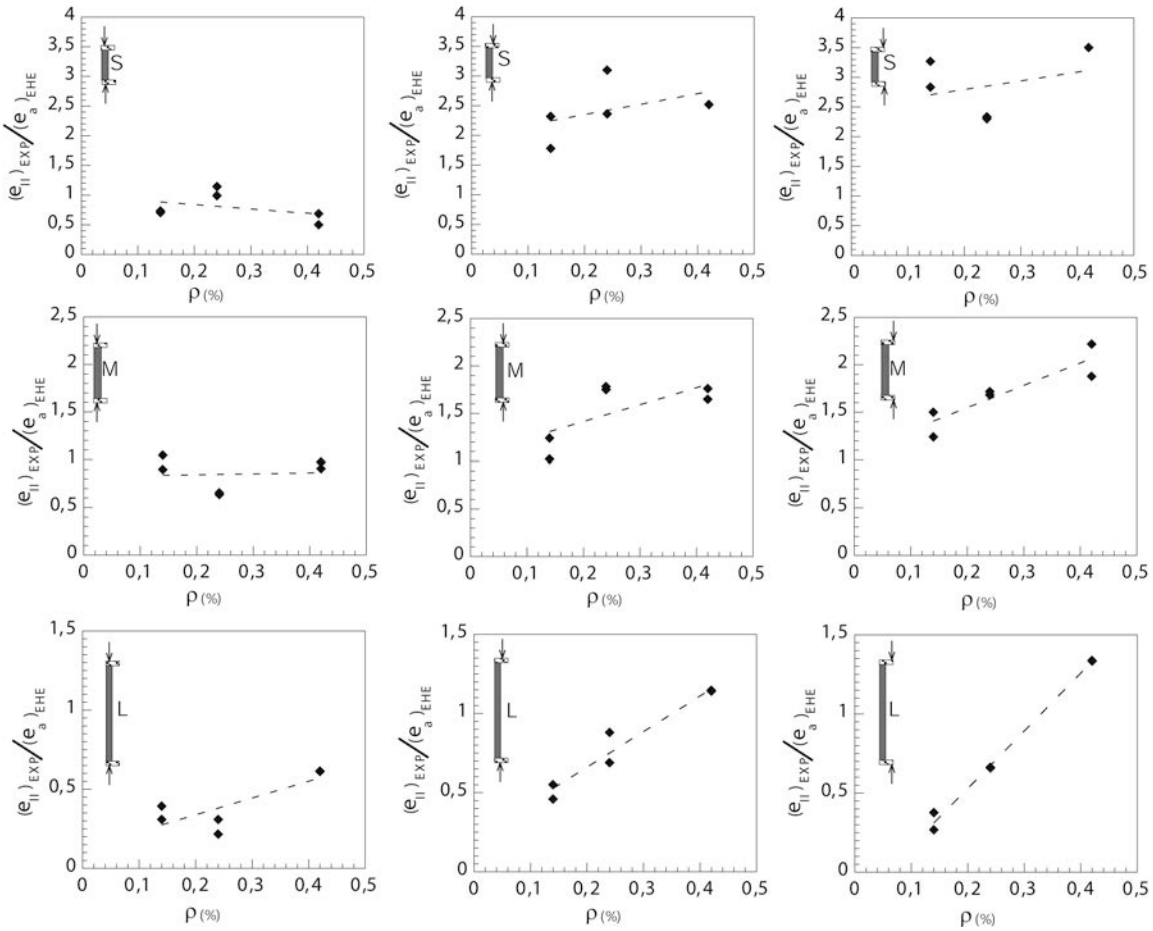



Figura 11. Influencia de la cuantía en la relación entre la excentricidad adicional experimental y la evaluada según la EHE-08

$$\frac{e_{II,EXP}}{e_{a,EHE}} = A + B\rho \quad (8)$$

Donde A y B son dos funciones que dependen de la excentricidad inicial ($e_0$) y de la esbeltez ($\lambda$). Los parámetros A y B se ha ajustado mediante las siguientes expresiones:

$$A = C_1\left(\frac{e_0}{h}\right)^m \lambda^n \quad (9)$$

$$B = C_2\left(\frac{e_0}{h}\right)^s \lambda^t \quad (10)$$

Para el cálculo de los parámetros libres ($C_1$, $C_2$, m, n, s, y t) se ha realizado un ajuste por mínimos cuadrados entre los resultados de los ensayos y los resultados evaluados con la expresión de la normativa. Para realizar el ajuste se ha empleando el programa GAMS [24]. El factor corrector (θ) propuesto queda como:

$$\Theta = 160\frac{\left(\frac{e_0}{h}\right)^{0,3}}{\lambda^{0,9}} \quad \rho = \phi\rho \quad (11)$$

En la Figura 12 mostramos los valores de la función correctora, Ecuación 11, para una cuantía de armado

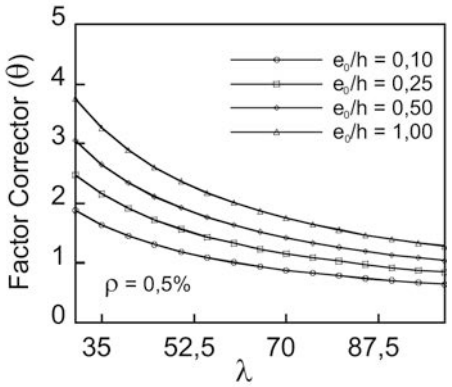



Figura 12. Valor del factor de ajuste al variar la esbeltez

$\rho = 0{,}5\%$ y diferentes excentricidades iniciales. Se observa cómo los valores del factor tienden a aproximadamente a 1 al aumentar la esbeltez, obteniéndose valores entre 1,5 y 2,5 para esbelteces de 50. Este resultado indica que los valores de la excentricidad adicional evaluados según la normativa están infravalorados para esbelteces medias y bajas, según nuestro estudio.

La excentricidad inicial, denominada $e_0$, en este estudio es equivalente a la descrita en la normativa como $e_e$. De esta forma la Ecuación 7 una vez corregida quedaría con la forma:

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e}\frac{l_0^2}{14.434h}\phi\rho \quad (12)$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

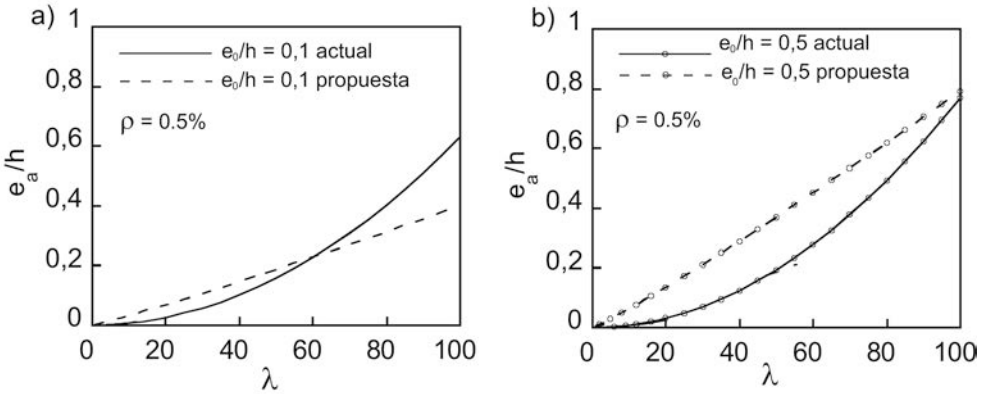



Figura 13. Comparación entre la excentricidad adicional según la Norma EHE-08 y la propuesta realizada: a) $e_0$ / h =0.1; b) $e_0$ / h =0.5

La Figura 13 muestra una comparación entre la excentricidad adicional obtenida con la actual Normativa y la propuesta realizada, para una cuantía de armado $\rho$ =0,5%

Se muestran dos figuras, en la primera la comparación se realiza para una excentricidad inicial dividida por el canto, de valor $e_0/h$ =0,1 y en la segunda para $e_0/h$ =0,5, es decir cuando la carga se sitúa justo en el borde de la pieza.

Para excentricidades iniciales pequeñas, Figura 13a los valores de la excentricidad adicional son similares para esbelteces menores de 70, para valores superiores según la propuesta realizada la actual Normativa EHE-08 estaría sobreestimado los valores de la excentricidad adicional. Cuando se aumenta la excentricidad inicial, Figura 13b, los valores de la excentricidad adicional con la propuesta son superiores a los evaluados con la Normativa y solo para excentricidades superiores a 100, donde la formulación no es válida, resultarían superiores los valores de excentricidad adicional proporcionados por la actual Normativa. Los resultados nos indican cómo en elementos débilmente armados se está infravalorando actualmente la excentricidad adicional sobre todo en casos de excentricidad inicial del orden de la mitad del canto.

La formulación propuesta presenta el inconveniente de que, para determinar la excentricidad adicional, es necesario conocer la cuantía de armado. En general el proceso de diseño tiene como fin hallar la armadura y por tanto ésta no es conocida cuando se quiere hallar la excentricidad adicional. La aplicación de la Ec. 12 implicaría la realización de un método iterativo que complicaría la resolución del problema. Con el fin de facilitar la resolución se propone, del lado de la seguridad, que el término expuesto en la Ec. 11 se particularice para la mayor de las cuantías del rango que hemos considerado como débilmente armado, es decir $\rho$ =0.5%. La expresión final quedaría como:

$$e_a = (1+0,12\beta)(\varepsilon_y+\varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\frac{l_0^2}{28,868h}\phi \qquad (13)$$

Donde φ es igual a,

$$\phi = 160\frac{\left(\frac{e_0}{h}\right)^{0,3}}{\lambda^{0,9}} \qquad (14)$$

La excentricidad adicional determinada por el Ec. 13 más la excentricidad inicial nos determinan la excentricidad total. Con ella se puede evaluar, mediante la Ecuación 6, la cuantía mínima para evitar el fallo brusco de la pieza durante el proceso de carga.

## 7. CONCLUSIONES

Se ha realizado un estudio sobre el comportamiento de elementos esbeltos de hormigón débilmente armados (cuantía de armado a tracción $\rho \leq 0,5$ %) sometidos a flexocompresión. En función de la forma de la curva carga-excentricidad y de los mapas de fisuración determinados en los ensayos, se propone una clasificación sencilla de los tipos de comportamiento observados durante el proceso de carga y rotura, diferenciando dos grupos, fallo frágil y fallo dúctil, según la capacidad de absorber energía de la probeta. A partir de esta clasificación se presenta un ábaco en el que, al entrar con la excentricidad de aplicación de la carga y con la esbeltez del elemento, se determina el tipo de comportamiento.

También se ha estudiado cómo la cuantía de armado de la cara traccionada influye en la deformabilidad del elemento y, en consecuencia, en la excentricidad adicional. La cuantía de armado se ha observado que tiene una fuerte influencia en los elementos que presentan un comportamiento dúctil, es decir, en elementos esbeltos y / o con una excentricidad de aplicación de la carga alta.

A partir de la revisión de los resultados experimentales se realiza una recomendación para la determinación de la cuantía mínima mecánica en elementos débilmente armados sometidos a flexocompresión recogida en la Normativa EHE-08. Se propone un



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

término corrector que tenga en cuenta el efecto de la cuantía en la excentricidad adicional para elementos débilmente armados ($\rho < 0{,}5\%$).

## Agradecimientos

Los autores agradecen a Juan José Jorquera los comentarios realizados sobre la implantación práctica de los resultados del trabajo experimental.

## REFERENCIAS

[1] BAŽANT, Z.P.; CEDOLIN, L. *Stability of Structures*. Mineola, New York: Dover, 2003. ISBN: 048642568.

[2] MACGREGOR, J. G.; BREEN, J.E.; PFRANG, E.O. "Desing of slender concrete columns". *ACI Journal Proceedings*, 1970, vol. 67, nº 1, p. 6.-28.

[3] FURLONG, R.W. "Column Slenderness and Charts for desing". *ACI Journal. Proceedings*, 1971, vol. 68, nº 1, p. 9-19.

[4] FOURÉ, B.; VIRLOGEUX, M. "Le flambement des poteaux compte tenu du fluage du béton". *Annales I.T.B.T.P.*, 1978, nº 359.

[5] BAŽANT, Z.P.; KWON, Y.W. "Failure of slender and stocky reinforced concrete columns: test of size effect". *Materials and Structures*, 1994, nº 27, p. 79-90.

[6] KIM, J.K.; YANG, J.K. "Buckling Behaviour of Slender High-Strength Concrete Columns". *Engineering Structures*, 1995, vol. 17, nº 1, p. 39-51.

[7] FOSTER, S.J.; ATTARD, M.M. "Experimental tests on eccentrically loaded high strength concrete columns". *ACI Structural Journal*, 1997, vol. 94, nº 3, p. 295-303.

[8] PALLARÉS, L.; BONET, J.L.; MIGUEL, P.F.; FERNÁNDEZ DE PRADA, M.A. "Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to compression and biaxial bending forces". *Engineering Structures*, 2008, vol. 30, nº 7, p. 1879-1894.

[9] CARPINTERI, A. [ed.] *Minimum Reinforcement in Concrete Members*. London: Elsevier, 1999. ISBN: 9780080430225. (European Structural Integrity Society, ESIS Publication; nº 24).

[10] RUIZ, G.; ELICES, M.; PLANAS, J. "Experimental study of fracture of lightly reinforced concrete beams". *Materials and Structures*, 1998, vol. 31, nº 10, p. 683–691.

[11] RUIZ, G. *Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión*. Tesis Doctoral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, Grupo Español del Hormigón (GEHO-CEB), 1998. ISBN: 978-84-89670-08-2.

[12] RUIZ, G.; CARMONA, J.R. "Experimental study on the influence of the shape of the cross-section and of the rebar arrangement on the fracture of lightly reinforced beams". *Materials and Structures*, 2006, vol. 39, nº 3, p. 343-352.

[13] BAŽANT, Z.P.; PLANAS, J. *Fracture Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. Boca Raton: CRC Press, 1998. ISBN: 084938284X.

[14] CARMONA, J.R. *Study of cracking processes in reinforced concrete structures*. Tesis Doctoral. Ciudad Real: Universidad de Castilla-La Mancha, 2006.

[15] PETERSSON, P.E. *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*. Lund: Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, University of Lund, 1981. (Technical report TVBM-1006, 1998)

[16] BACHE, H.H. "Design for ductility". *Concrete Technology: New Trends, Industrial Applications.* London: Spon, 1994. p. 113–125. ISBN: 978-0415512121.

[17] CARMONA, J.R.; RUIZ, G.; DEL VISO, J.R. "Mixed-mode crack propagation through reinforced concrete". *Engineering Fracture Mechanics*, 2007, vol. 7, p. 2788-2809.

[18] GUINEA, G.V.; PLANAS, J.; ELICES, M. "Measurement of the fracture energy using three point bend tests. 1. Influence of experimental procedures". *Materials and Structures*, 1992, vol. 25, nº 4, p. 212-218.

[19] PLANAS, P.; ELICES, M.; GUINEA, G.V. "Measurement of the fracture energy using three point bend tests. 2. Influence of bulk energy dissipation". *Materials and Structures*, 1992, vol. 25, nº 5, p. 305-312.

[20] ELICES, M.; GUINEA, G.V.; PLANAS, J. "Measurement of the fracture energy using three point bend tests. 3. Influence of cutting the P-ð tail". *Materials and Structures*, 1992, vol. 25, nº 6, p. 327-334.

[21] PORRAS-SORIANO, R. *Estudio del comportamiento a flexocompresión de paneles esbeltos de hormigón débilmente armados*. Tesis Doctoral. Ciudad Real: Universidad de Castilla-La Mancha, 2011.

[22] *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2008. 704 p.

[23] MARÍ, A.R.; HELLESLAND, J. "Lower Slenderness Limits for Rectangular Reinforced Concrete Columns". *Journal of Structural Engineerig – ASCE*, 2005, vol. 131, nº 1, p. 85-95. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(85)

[24] GAMS. *General Algebraic Modeling System*. Washington, D.C.: GAMS Development Corporation. http://www.gams.com/presentations/present_informs08_ws_intro.pdf



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# Influencia de los cerramientos de fábrica en el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado

## *Influence of masonry infill walls on the seismic performance of reinforced concrete frames*

**Rosangel Moreno González**[(1)] **y Jesús M. Bairán García**[(2)]

Recibido | *Received:* 20-07-2012
Aceptado | *Accepted:* 05-11-2012

## Resumen

En España, la mayoría de los edificios de hormigón armado son de forjados reticulares y los cerramientos en estos edificios se suelen materializar con paredes de fábrica que rellenan los marcos entre pilares y forjados. Estas paredes no son portantes y, generalmente, no se considera su contribución resistente ante cargas gravitatorias. No obstante, ante acciones laterales (sismo o viento) la existencia o no de estas paredes puede influir en la respuesta de la estructura. El objetivo de este trabajo es conocer la influencia de la tabiquería en la respuesta sísmica. A partir de planos estructurales reales se define un edificio tipo de 8 plantas, se evalúa su capacidad y respuesta sísmica con y sin tabiquería mediante un análisis estático no lineal. Los resultados muestran la influencia de las paredes en el comportamiento de la estructura frente a cargas laterales, tanto en su rigidez como en su capacidad resistente.

**Palabras clave:** cerramientos, vulnerabilidad, daño sísmico, hormigón armado, empuje progresivo.

## *Abstract*

*The seismic behaviour of a very common building typology in Spain, reinforced concrete (RC) frame buildings, is investigated. Usually, divisions in these buildings are made by means of non-bearing masonry infill walls. It is the traditional practice not to consider the contribution of these in the resisting mechanism, especially for gravitational loads. However, under lateral loading, such as wind or earthquake, the existence or not of these infill walls may significantly influence the structural response. The objective of this paper is to know the influence of masonry infill walls in the seismic response of RC buildings. Based on structural details of a series of real drawings, an 8 stories reference building was defined and by means of non-linear static analysis, structural response and capacity with and without infill walls are evaluated. The results shown that infill walls are determinant in the structural behaviour against lateral loads, both in terms of stiffness and resistance.*

***Keywords:*** *infill walls, vulnerability, seismic damage, reinforced concrete, pushover.*

(1) Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ETSECCPB. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETSECCPB. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* mgrosangel@ciccp.es



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 1. INTRODUCCIÓN

Los terremotos son fenómenos naturales inevitables, cuya acción es capaz de producir catástrofes y, por lo tanto, deben ser considerados en el momento de diseñar estructuras [1]. Los estudios de vulnerabilidad y fragilidad son importantes para la predicción y localización del daño sísmico esperado. En la práctica actual de la ingeniería estructural, usualmente se estima el comportamiento sísmico por medio de métodos de análisis estático no-lineal [2], [3], [4], los cuales se pueden aplicar en la forma del método del espectro de capacidad desarrollado por Freeman [5]. Mediante un procedimiento gráfico, éste compara la capacidad de la estructura con la demanda del movimiento sísmico sobre la misma. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo la estructura se comporta ante un evento sísmico. La capacidad estructural es representada por una curva de fuerza-desplazamiento obtenida mediante el análisis estático no lineal. La demanda sísmica se define a partir del espectro elástico de diseño.

Los estudios de vulnerabilidad son importantes para evaluar el riesgo sísmico y su aplicación es primordial en zonas de sismicidad moderada o baja, donde es frecuente encontrar edificios de hormigón armado que no incluyen ningún tipo de análisis o diseño antisísmico, debido a que las normativas no suelen obligar a ello o que no existían en el momento de su construcción; por lo tanto, al no aplicar ningún tipo de comprobación o diseño sísmico, estos edificios sufrirán daños considerables cuando se encuentren bajo un evento de este tipo relativamente bajo. La mayoría de las metodologías existentes para realizar este tipo de estudios tiene sus limitaciones cuando no se dispone de los datos adecuados para realizar el análisis.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar la vulnerabilidad y el daño sísmico de los edificios de hormigón armado, teniendo en cuenta la influencia de los cerramientos o la tabiquería, conocidos también como paredes de relleno, por medio de técnicas de análisis basadas en el desempeño (capacidad por demanda), cuantificando los resultados mediante las matrices de probabilidad de daño.

Los modelos de edificios aquí estudiados se encuentran ubicados en la ciudad de Barcelona, España. Barcelona se encuentra situada en una zona considerada de sismicidad baja a moderada y muchas estructuras no incluyen diseño antisísmico. Mediante el análisis estático no lineal, se analiza el comportamiento sísmico de los edificios cuando se tiene en cuenta la tabiquería; para ello, se usan las curvas de capacidad y las curvas de fragilidad, así como también los escenarios sísmicos, los cuales definen la acción sísmica mediante un espectro de respuesta dado.

En el siguiente apartado se describen las características de las paredes de relleno y el modelo mecánico seleccionado para simularlas. Para ello se ha adoptado el modelo de Crisafulli [6], donde la pared está representada por un elemento tipo panel (en inglés: *panel element*) formado por 4 nodos. El modelo utilizado para representar los paneles de relleno se encuentra definido dentro de los denominados macroelementos [7], los cuales pueden describir la respuesta global y se caracterizan por su gran simplicidad computacional, aunque muchas veces no capturan el fenómeno local que aparece entre el pórtico y la pared. Crisafulli [6] propone un modelo avanzado cíclico no lineal para los paneles de mampostería que muestra ventajas significantes en su uso e implementación. Específicamente, sugiere modelos analíticos que de acuerdo a la información disponible ofrecen la posibilidad de modelar el material con diferentes niveles de precisión. Este modelo también tiene en cuenta el fenómeno local causado por la interacción entre el panel y el pórtico. Todo esto permite una fácil implementación y aplicación [8].

La acción sísmica aquí considerada se define mediante espectros de respuesta, los cuales corresponden a tres escenarios sísmicos, uno definido según la norma sísmica española, NCSE-02 [9], donde la aceleración máxima empleada para la ciudad de Barcelona es 0,04 g y los otros dos escenarios sísmicos son específicos para Barcelona [10], donde el primero corresponde a un terremoto histórico (escenario determinista) ocurrido a 25 km al norte de la ciudad y el segundo es un terremoto con una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años (escenario probabilista).

Para cada modelo de edificio se obtienen los espectros de capacidad, los cuales son útiles para definir las curvas de fragilidad; éstas se usan, junto a los puntos de capacidad por demanda o puntos de desempeño, para obtener las matrices de probabilidad de daño. Las matrices de probabilidad de daño muestran la probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño para cada escenario y para cada edificio tipo. A partir de estos resultados, se pueden generar mapas de riesgo sísmico que resultan muy útiles a la hora de desarrollar planes de emergencia y prevención de desastres en zonas urbanas.

## 2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO UTILIZADO PARA LA REPRESENTACIÓN DE LA TABIQUERÍA

En este apartado se describe, brevemente, el modelo utilizado para representar la mampostería de relleno o tabiquería.

Para el análisis, se ha utilizado el modelo de Crisafulli [6], donde el comportamiento de las paredes de relleno, cuando el marco está sometido a cargas laterales, fue estudiado mediante técnicas experimentales y teóricas [11]. El mismo autor desarrolló un modelo mecánico produciendo un modelo capaz de reprodu-



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

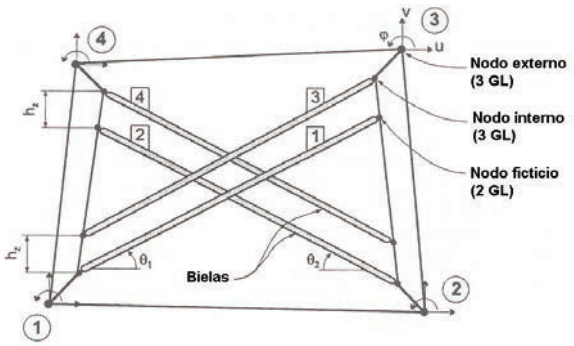



Figura 1a. Mecanismo de bielas

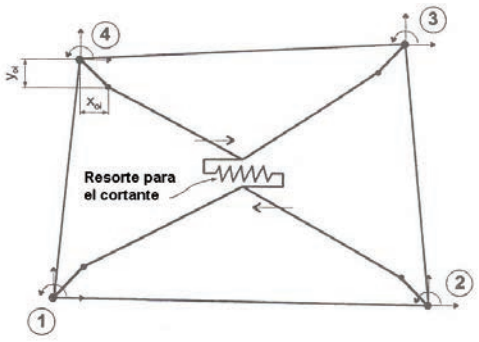



Figura 1b. Comportamiento a cortante

cir la respuesta de las paredes desde situaciones prefisuradas hasta la rotura de las mismas, incluyendo diferentes modos de rotura por deslizamiento de cortante o aplastamiento de la fábrica. El modelo ha sido implementado en el programa RUAUMOKO [12] de uso extendido para el análisis no lineal de estructuras planas sometidas a acciones sísmicas.

El modelo de Crisafulli [6], [11] está formado por 4 nodos y supone que no hay aberturas entre el pórtico y la pared. Cada panel es representado por cinco bielas: dos bielas paralelas en cada dirección diagonal para las fuerzas a compresión llevadas a través de la diagonal del panel, para representar los efectos rotacionales en las juntas (Figura 1a) y una sola biela actuando en el centro, a través de dos diagonales de esquinas opuestas, para transmitir el cortante desde el tope del panel hasta la parte más baja del mismo (Figura 1b). En la referencia [13] se encuentra, en detalle, el proceso numérico sobre la transformación de las fuerzas y desplazamientos en los nodos internos y ficticios a las fuerzas externas en los 4 nodos, donde el elemento panel de relleno está conectado al pórtico.

Para llevar a cabo este estudio, las paredes de relleno se consideraron sin armadura y fueron dispuestas de forma irregular en los pórticos. La obra de fábrica empleada para la simulación fue el llamado ladrillo catalán estándar con dimensiones de 290 mm x 135 mm x 90 mm. El espesor del panel es de 90 mm. La resistencia a compresión del bloque es de 15 N/mm² [14].

Para definir el comportamiento de las bielas que representan a los paneles de mampostería, se requieren algunos parámetros mecánicos y geométricos. El parámetro principal es la resistencia a compresión, $f_{m\theta}'$; ésta no es la resistencia a compresión uniaxial estándar, sino que tiene que ser evaluada teniendo en cuenta la inclinación de los esfuerzos principales de compresión y el modo de fallo esperado en el panel, es decir, $f_{m\theta}'$ controla la resistencia de las bielas. La resistencia a tracción, $f_t'$, es mucho más pequeña que la de compresión y no tiene una influencia importante en la respuesta global de la estructura. Ésta puede suponerse cero ó un 10% de la de compresión. El módulo elástico, $E_{mo}$, representa la pendiente inicial de la curva tensión-deformación y se supone que $E_{mo} >= 2 \cdot f_{m\theta}' / \varepsilon_m'$, para obtener una adecuada rama ascendente de la envolvente de resistencia. $\varepsilon_m'$ es la deformación bajo la tensión máxima. En este trabajo, de acuerdo a estudios y recomendaciones previos [6], [14], los parámetros utilizados tienen los siguientes valores: $\varepsilon_m' = -0{,}003$, $f_{m\theta}' = 0{,}85$ N/mm², $f_t' = 0{,}085$ N/mm², $E_{mo} = 570$ N/mm².

## 3. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

Se analizan dos edificios de ocho plantas de hormigón armado con forjados reticulares, el primero sin tener en cuenta la tabiquería (8-sin) y el segundo considerando los muros interiores (8-con); estos muros no tienen ningún tipo de abertura. Ambas estructuras se estudiarán como pórticos planos (ver apartado 4).

Previamente se realizó un análisis elástico 3D con el programa de cálculo de estructuras SAP2000 [15]. Para ello, se modeló un edificio (sin considerar la tabiquería) como emparrillado plano para así cuantificar el ancho efectivo de las vigas y el efecto pórtico del mismo. Analizando la concentración de esfuerzos en el forjado frente a cargas horizontales se observó cómo, en los nervios cercanos a las alineaciones de los soportes, se concentran los momentos más importantes del forjado. Además, se verificó que, para ambos modelos (3D y 2D), los desplazamientos en un mismo nivel fueran aproximadamente iguales. De esta manera se definió un ancho efectivo para las vigas, de forma que un edificio porticado representara bien a un edificio de forjados reticulares [16]. No obstante, con el análisis previo, se comprobó que los resultados obtenidos tienen una buena correlación con el criterio de evaluación propuesto en Bazán y Meli [17] para determinar el ancho efectivo de las vigas. En este análisis no se incluye la pared, para que el pórtico equivalente tenga la misma rigidez lateral del emparrillado. Se consideró el material lineal elástico.

Los edificios 8-sin y 8-con tienen las mismas dimensiones en planta (21,90 m x 25,65 m) y la misma altura (24 m), las vigas interiores tienen un ancho equivalente de 1,25 m y las vigas perimetrales de 0,80 m, siendo el canto de las vigas igual al espesor del forja-



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

**Tabla 1. Armadura de los elementos estructurales**

| Secciones (m) | | Armado (mm²) |
|---|---|---|
| Ábacos | 2,40 x 2,40 | $As_{superior} = 553\ mm^2/m$<br>$As_{inferior} = 395\ mm^2/m$ |
| Vigas interiores | 1,25 x 0,28 | $As_{superior}$ = 1.943 extremos, 402 centro vano<br>$As_{inferior}$ = 242 extremos, 158 centro vano |
| Vigas perimetrales | 0,80 x 0,28 | $As_{superior}$ = 2.218 extremos, 438 centro vano<br>$As_{inferior}$ = 321 extremos, 316 centro vano |
| Columnas | 0,35 x 0,30 | $As_{total}$ = 1.206 |
| | 0,40 x 0,30 | $As_{total}$ = 1.608 |
| | 0,45 x 0,30 | $As_{total}$ = 2.512 |
| | 0,40 x 0,35 | $As_{total}$ = 2.914 |
| | 0,45 x 0,35 | $As_{total}$ = 3.115 |
| | 0,50 x 0,30 | $As_{total}$ = 3.140 |
| | 0,50 x 0,35 | $As_{total}$ = 3.768 |

do (0,28 m), los ábacos tienen dimensiones de 2,40 m x 2,40 m y el ancho de los nervios es de 0,10 m, las columnas tienen 7 tipos de secciones [16]. La Tabla 1 muestra el armado de cada sección utilizado para ambos modelos.

La Figura 2 muestra la planta baja de los modelos de edificios analizados, mientras que la Figura 3 muestra uno de los alzados de uno de los pórticos correspondientes a la dirección del análisis. En cuanto a las propiedades mecánicas de los materiales considerados se tiene la resistencia a compresión del hormigón de 25 N/mm², el límite elástico del acero de 500 N/mm², el módulo elástico del hormigón de 30.000 N/mm² y el módulo elástico del acero de 210.000 N/mm².

## 4. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DE LOS CERRAMIENTOS

Para evaluar la vulnerabilidad de los edificios se han modelado las estructuras en dos dimensiones. El programa de cálculo empleado [12] trabaja con estructuras planas y para llevar a cabo este estudio se colocan todos los pórticos del edificio de forma sucesiva, uno seguido del otro, en la dirección del análisis. Se consideró que el forjado actúa como diafragma rígido en su plano y, por lo tanto, los desplazamientos de los nodos del mismo están coaccionados. Los modelos no contemplan los efectos de torsión en planta del edificio, que no son objeto de este estudio. Se ha considerado que la acción sísmica es paralela a la dirección de análisis, por lo que el efecto de torsión en planta no tiene lugar.

El programa RUAUMOKO [12] es un programa en 2D y requiere conocer los diagramas momento-curvatura para vigas y columnas. En el análisis no lineal se utilizó, para las propiedades básicas de las secciones, el modelo de una componente Giberson [18] para vigas con inelasticidad concentrada en tres rótulas plásticas. De esta manera se contempla la posibilidad de que alguna rótula plástica ocurra en el interior del vano en lugar de los extremos, situación que es posible cuando las cargas gravitatorias son importantes en relación con la acción lateral. Para los pilares se empleó un elemento tipo viga-columna con inelasticidad concentrada sólo en los extremos del elemento. Las propiedades momento-rotación y ductilidad de las diferentes rótulas plásticas fueron obtenidas a partir del análisis no lineal de las secciones de hormigón armado utilizando el programa BCSEC [19] y

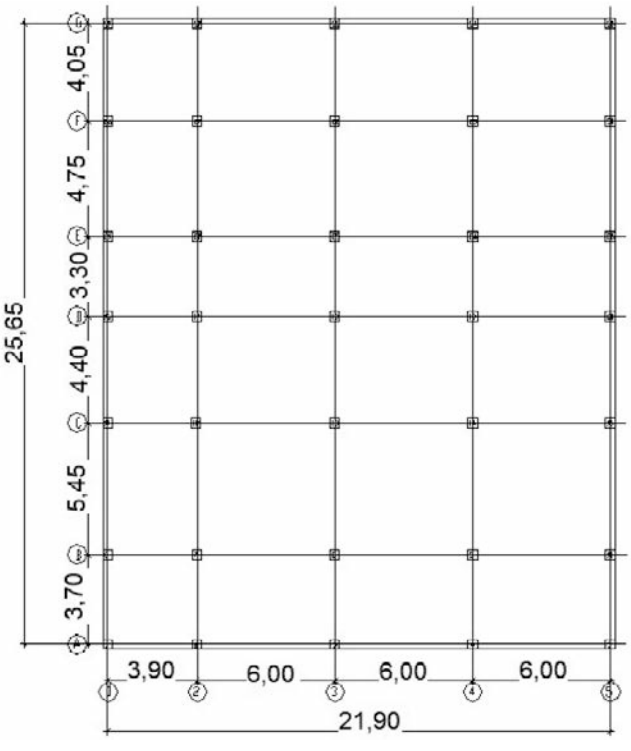



Figura 2. Planta edificios



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

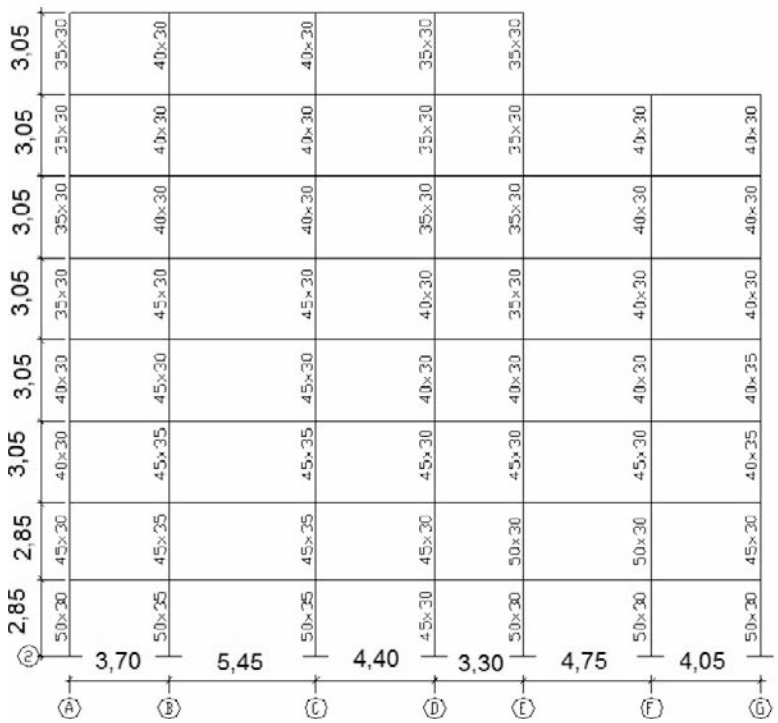



Figura 3. Alzado edificios, pórtico 2 sin paredes

considerando la influencia del esfuerzo axil en los pilares [20]. Estas curvas son convertidas, posteriormente, a un diagrama elasto-plástico para poder calcular la ductilidad de la sección en función del esfuerzo axial [21]. Para ello es necesario definir un diagrama de interacción mediante puntos discretos y la correspondiente curva momento-rotación para cada axial; para axiles intermedios se realiza una interpolación lineal. En el análisis con el programa RUAUMOKO [12] no se consideró el fallo a cortante debido a que este tipo de programas no considera la respuesta no-lineal a cortante. La disposición de la tabiquería en cada pórtico del modelo es de forma irregular, excepto en las paredes exteriores que dividen un edificio de otro.

A continuación se presentan los parámetros modales obtenidos durante el análisis para los modelos descritos anteriormente. La Tabla 2 muestra las características modales correspondientes al modo fundamental para los 2 edificios analizados, 8-sin y 8-con. Se puede observar un primer efecto de las paredes de relleno en la rigidización de la estructura. Los periodos disminuyen de forma sensible. Los parámetros modales $\alpha_1$ y $\alpha_2$ son, respectivamente, los factores correspondientes a la masa y la altura del primer modo de vibración [22].

## 4.1. Evaluación de la capacidad

La capacidad de una estructura se evalúa mediante las curvas de capacidad, las cuales se obtienen a partir de un análisis estático no-lineal, conocido también como análisis *pushover*. Este tipo de análisis consiste en aplicar un patrón de fuerzas horizontales al edificio, basado en su primer modo de vibración. El valor

**Tabla 2. Parámetros modales de los edificios 8-sin y 8-con**

| Modelo | $T$ (s) | Factores Modales | |
|---|---|---|---|
| | | $\alpha_1$ | $\alpha_2$ |
| 8-con | 0,881 | 0,80 | 0,59 |
| 8-sin | 1,163 | 0,78 | 0,63 |

de las fuerzas horizontales (fuerzas sísmicas) se va incrementando monotónicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o la condición de colapso. El patrón de fuerzas aquí aplicado consiste en una distribución de tipo parabólico y tiene una buena aproximación al primer modo de vibración del edificio, correspondiente con la simplificación aceptada en la norma sísmica española NCSE-02 [9] para el primer modo de vibración.

A partir de aquí se obtienen las curvas de capacidad (Figura 4), las cuales son transformadas a espectros de capacidad bilineales para definir, posteriormente, las curvas de fragilidad. El espectro de capacidad bilineal se obtiene mediante un criterio de balance de energía, es decir, se igualan las áreas que, comprendidas entre ambas curvas, quedan por encima y por debajo de la curva de capacidad obtenida del análisis. Con los espectros de capacidad definidos por dos puntos se puede caracterizar de forma más directa el comportamiento de la estructura. El primero de estos puntos corresponde con la capacidad de cedencia del edificio ($Sd_y$, $Sa_y$), el cual representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal, el segundo punto corres-



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

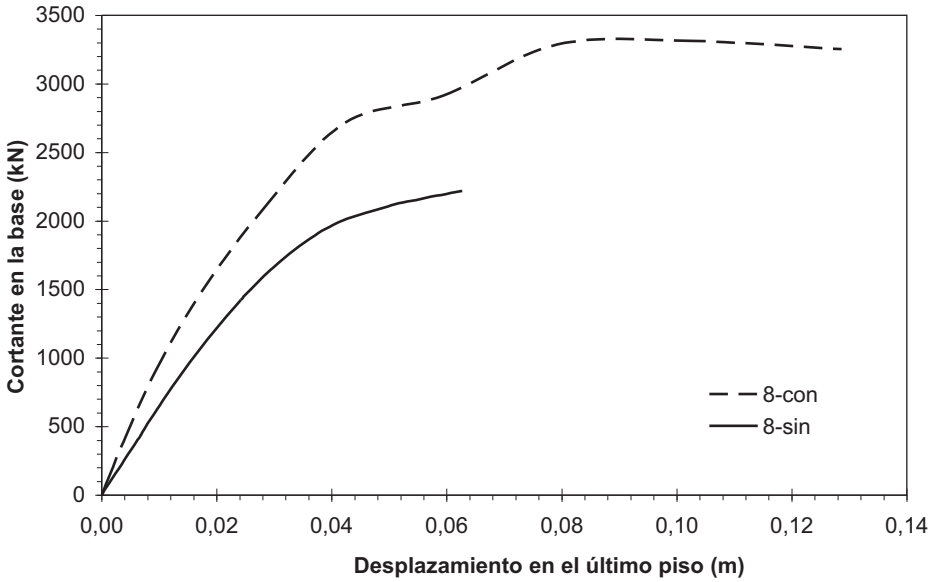



Figura 4. Curvas de capacidad, edificio de 8 pisos sin y con paredes de relleno

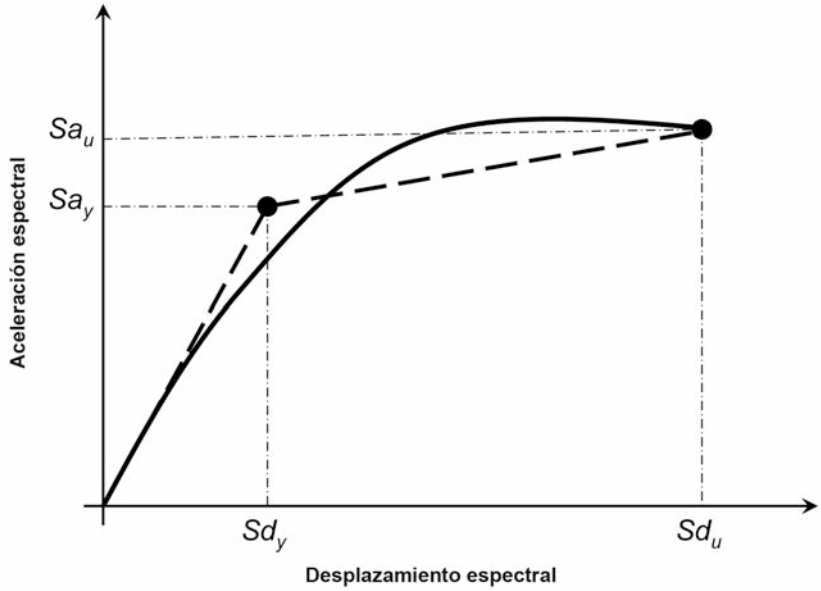



Figura 5. Definición de la forma bilineal del espectro de capacidad

ponde con la capacidad última ($Sd_u$, $Sa_u$) y representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso, Figura 5; $Sd$ es el desplazamiento espectral y $Sa$ es la aceleración espectral.

La Tabla 3 muestra los puntos que definen la forma bilineal de los espectros de capacidad para los dos edificios estudiados.

## 4.2. Evaluación de la fragilidad

Las curvas de fragilidad obtenidas a partir del espectro de capacidad son utilizadas para estimar la probabilidad de alcanzar o exceder un cierto estado de daño, dada cierta demanda sísmica caracterizada mediante la respuesta estructural. Estas curvas pueden ser modeladas como una función lognormal [4] y se pueden definir de forma simplificada por la desviación estándar logarítmica $\beta_{ED}$ y el valor medio que corresponde al umbral asociado al estado de daño ($ED$). Los umbrales de los estados de daño considerados son cuatro y se definen como: 1 para el estado de daño leve, 2 para moderado, 3 para severo y 4 indica el estado de daño completo (justo antes de que se produzca el colapso).

**Tabla 3. Parámetros que definen los espectros de capacidad bilineales**

| Modelos | Capacidad cedencia | | Capacidad última | |
|---|---|---|---|---|
| | $Sd_y$ (cm) | $Sa_y$ (g) | $Sd_u$ (cm) | $Sa_u$ (g) |
| 8-con | 2,044 | 0,0868 | 9,607 | 0,1036 |
| 8-sin | 1,894 | 0,0591 | 4,675 | 0,0785 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

**Tabla 4. Parámetros que definen las curvas de fragilidad**

| Modelos | ED Leve | | ED Moderado | | ED Severo | | ED Completo | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\overline{Sd}_1$(cm) | $\beta_1$ | $\overline{Sd}_2$(cm) | $\beta_2$ | $\overline{Sd}_3$(cm) | $\beta_3$ | $\overline{Sd}_4$(cm) | $\beta_4$ |
| 8-con | 1,43 | 0,28 | 2,04 | 0,30 | 3,93 | 0,30 | 9,61 | 0,46 |
| 8-sin | 1,33 | 0,28 | 1,89 | 0,29 | 2,59 | 0,34 | 4,68 | 0,45 |

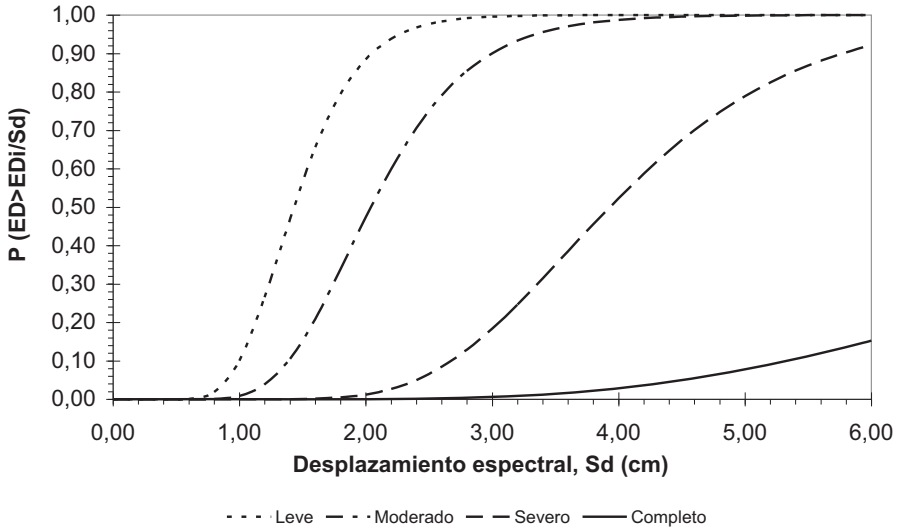



Figura 6. Curvas de fragilidad, edificio de 8 pisos con paredes de relleno

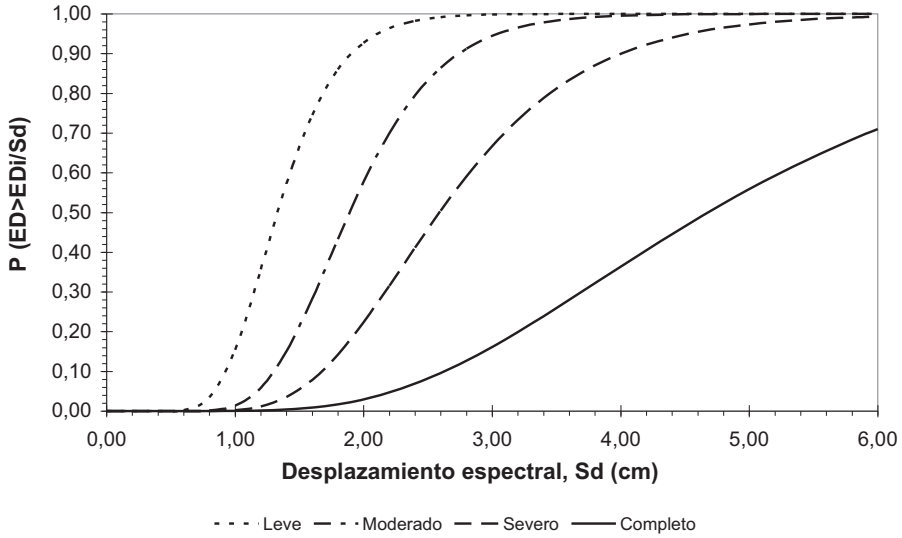



Figura 7. Curvas de fragilidad, edificio de 8 pisos sin paredes de relleno

La probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño particular ($ED_i$) dada la demanda sísmica, en este caso el desplazamiento espectral ($Sd$), viene definida mediante la Ecuación 1,

$$P\left[ED \geq ED_i / Sd\right] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ED}} \cdot \ln\left(\frac{Sd}{\overline{Sd}_{ED}}\right)\right] \qquad (1)$$

donde $\overline{SD}_{ED}$ es el desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%, $\beta_{ED}$ es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado límite de daño, $\Phi$ es la función de distribución normal estándar acumulada y $Sd$ es el desplazamiento espectral.

Los dos parámetros ($\overline{Sd}_{ED}$, $\beta_{ED}$) que definen las curvas de fragilidad se obtienen a partir de una metodología descrita en la referencia [23], esta metodología se basa en un procedimiento simplificado utilizando los puntos de desplazamiento que definen el espectro de capacidad bilineal [23], [24]. La Tabla 4 muestra los parámetros que definen las curvas de fragilidad. Las Figuras 6 y 7 muestran las gráficas de las mismas y



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

éstas serán las curvas empleadas para evaluar el daño mediante un parámetro indicador del daño, $D_M$.

## 5. ESCENARIOS SÍSMICOS

En este apartado se definen los tres escenarios sísmicos empleados para la evaluación del daño. Aparte del escenario definido por la NCSE-02 [9], se consideran dos terremotos cuya ocurrencia en Barcelona es probable. Irizarry [10] obtiene estos dos escenarios sísmicos en términos espectrales, el primer escenario se ha estimado mediante técnicas deterministas, mientras que el segundo se ha estimado mediante métodos probabilistas.

Para definir el movimiento sísmico esperado para estos dos escenarios se ha tenido en cuenta la zonificación sísmica de los suelos realizada por Cid [25]. El escenario determinista corresponde a un terremoto histórico ocurrido en el año 1.448 en Cardedeu, a una distancia de 25 km del centro de Barcelona y a una profundidad de 7 km, el cual se ha complementado con otro terremoto ocurrido en 1.428 en la provincia de Gerona para unir las características espectrales de un sismo cercano con las de un sismo lejano, y así poder definir de forma conservadora todo el rango de periodos, con especial cuidado en los periodos largos [26]. Para el escenario probabilista se ha utilizado el terremoto con una probabilidad del 10% en 50 años.

El otro escenario considerado, para Barcelona, corresponde al de la norma sísmica española NCSE-02 [9] con una aceleración básica de 0,04 g.

Los tres escenarios aquí definidos corresponden a un mismo tipo de suelo formado por afloramientos pleistocenos con substrato terciario, correspondientes a materiales semi-compactos. La Figura 8 muestra los espectros de respuesta correspondientes a los escenarios determinista y probabilista y al definido según la NCSE-02. Estos espectros serán utilizados para evaluar el daño sísmico de los edificios.

## 6. PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA O PUNTO DE DESEMPEÑO

Una vez caracterizados los edificios mediante sus espectros de capacidad y sus curvas de fragilidad, la respuesta máxima de un edificio bajo un escenario sísmico viene determinada por la abscisa del punto de capacidad por demanda, conocido también como punto de desempeño.

El procedimiento *A* definido en el Método del Espectro de Capacidad [3] se ha utilizado para estimar los puntos de capacidad por demanda para los tres escenarios sísmicos considerados. El punto de desempeño se obtiene mediante un proceso iterativo con la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda. El espectro de demanda se obtiene a partir del espectro elástico de respuesta con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo [3].

La Tabla 5 muestra el punto de capacidad por demanda representado por el desplazamiento espectral ($Sd_{PD}$) y su respectivo amortiguamiento efectivo ($\xi_{efec}$).

## 7. MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO E ÍNDICE DE DAÑO MEDIO

Dada una demanda sísmica, las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir del punto de desempeño y utilizando las curvas de fragilidad. Para

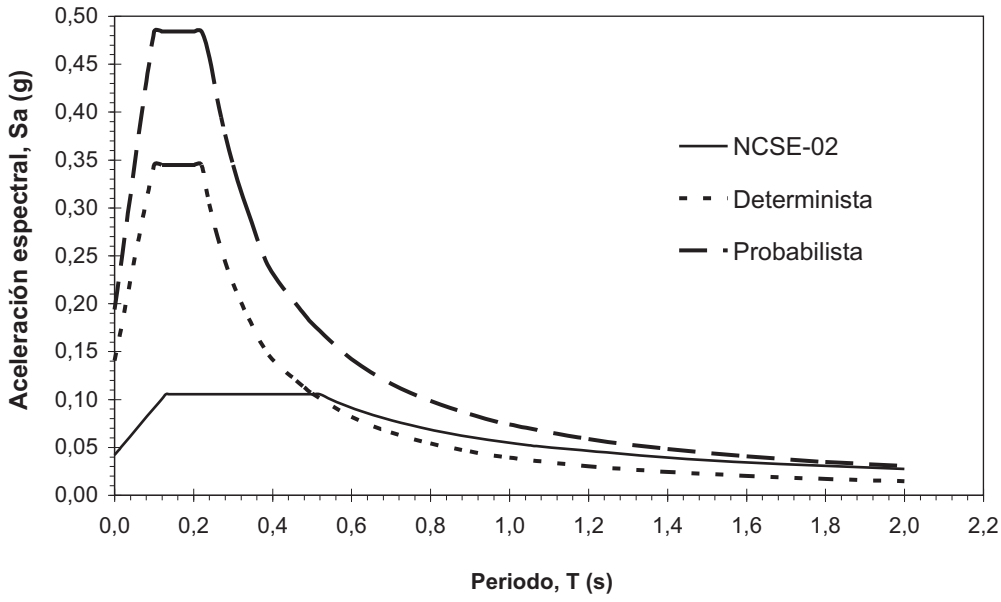



Figura 8. Espectros elásticos de respuesta



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

**Tabla 5. Puntos de desempeño para los 3 escenarios considerados**

| | Puntos de capacidad por demanda ($Sd_{PD}$) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Determinista | | Probabilista | | NCSE-02 | |
| Modelos | $Sd_{PD}$(cm) | $\xi_{efec}$ (%) | $Sd_{PD}$ (cm) | $\xi_{efec}$ (%) | $Sd_{PD}$ (cm) | $\xi_{efec}$ (%) |
| 8-con | 0,943 | 8,07 | 1,15 | 8,47 | 1,25 | 8,53 |
| 8-sin | 1,05 | 5,62 | 1,27 | 6,26 | 1,45 | 6,75 |

esto, es necesario entrar en las curvas de fragilidad con el parámetro que representa la respuesta estructural, en este caso el punto de desempeño, y obtener las probabilidades para cada estado de daño.

Los desplazamientos espectrales correspondientes a los puntos de desempeño junto con las curvas de fragilidad han permitido evaluar una probabilidad de ocurrencia para cada edificio y para cada escenario sísmico.

Para cuantificar los resultados de forma simplificada, se define un parámetro ponderado de daño medio ($D_M$) como, ver Ecuación 2:

$$D_M = \sum_{i=0}^{i=4} i \cdot P(i) \qquad (2)$$

donde, $i$ corresponde a cada estado de daño considerado y $P(i)$ es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño $i$, dado un desplazamiento espectral. El índice $i$ toma valores de 0, 1, 2, 3 y 4 para los estados de daño: no daño, leve, moderado, severo y completo, respectivamente [24].

Este parámetro de daño medio tiene intervalos de variación para cada estado de daño y, además, se puede utilizar para representar escenarios de riesgo sísmico en un área determinada. La Tabla 6 muestra los intervalos de variación de $D_M$ para los cinco estados de daño aquí considerados: no daño, daño leve, moderado, severo y completo [24].

**Tabla 6. Intervalos de variación del parámetro de $D_M$**

| Estados de daño | Intervalo de variación |
|---|---|
| No daño | $0 \le D_M < 0,5$ |
| Leve | $0,5 \le D_M < 1,5$ |
| Moderado | $1,5 \le D_M < 2,5$ |
| Severo | $2,5 \le D_M < 3,5$ |
| Completo | $3,5 \le D_M \le 4,0$ |

## 7.1. Resultados

Las Tablas 7 y 8 muestran las matrices de probabilidad de daño obtenidas, las cuales corresponden con las curvas de fragilidad dadas en las Figuras 6 y 7, respectivamente. En las mismas tablas se da el valor correspondiente al parámetro de daño medio.

Se observa cómo para ambos edificios, en los escenarios deterministas y probabilistas, el $D_M$ es mayor

**Tabla 7. Matriz de probabilidad de daño, edificio 8-con**

| Escenario | No daño | Leve | Moderado | Severo | Completo | $D_M$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Determinista | 0,92 | 0,07 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,09 |
| Probabilista | 0,78 | 0,19 | 0,02 | 0,01 | 0,00 | 0,26 |
| NCSE-02 | 0,68 | 0,26 | 0,05 | 0,01 | 0,00 | 0,39 |

**Tabla 8. Matriz de probabilidad de daño, edificio 8-sin**

| Escenario | No daño | Leve | Moderado | Severo | Completo | $D_M$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Determinista | 0,80 | 0,16 | 0,03 | 0,01 | 0,00 | 0,25 |
| Probabilista | 0,55 | 0,36 | 0,06 | 0,02 | 0,01 | 0,58 |
| NCSE-02 | 0,36 | 0,45 | 0,14 | 0,04 | 0,01 | 0,89 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

para el escenario probabilista (0,58 para el edificio 8-sin y 0,26 para el 8-con) aunque el mayor valor se da para el escenario de la norma sísmica española NCSE-02 (0,89 y 0,39 para 8-sin y 8-con, respectivamente). Para el edificio 8-sin, tanto para el escenario probabilista como para el de la NCSE-02, el $D_M$ corresponde a un estado de daño *leve*, mientras que para 8-con el estado de daño corresponde al estado de *no daño* para los mismos escenarios.

## 8. DISCUSIÓN Y CONCLUSIÓN

El factor de daño medio se ha utilizado para analizar y discutir los resultados correspondientes a la influencia de las paredes de obra de fábrica no estructurales (cerramientos) en el comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado. De los resultados obtenidos, Tablas 7 y 8, se observa cómo la incorporación de los muros de relleno mejora en un grado el comportamiento sísmico de este tipo de edificios; en ellas se aprecia cómo el daño esperado se mantiene entre el estado de daño nulo al considerar la tabiquería y daño leve al no considerarla, esto ocurre para todos los escenarios sísmicos utilizados en el análisis.

El espectro de capacidad refleja el comportamiento frágil de este sistema estructural. En la Tabla 3 se observa que el desplazamiento último ($Sd_u$) obtenido para el edificio 8-sin es bastante bajo y a partir de éste la estructura falla debido al mecanismo plástico desarrollado durante el análisis. La Tabla 3 permite observar la baja ductilidad (2,4) que este tipo de edificios presentan. Esta ductilidad se asemeja a la definida en la normativa sísmica española NCSE-02, la cual limita la ductilidad de este tipo de estructuras a 2,0. No obstante, se debe tener en cuenta que estos edificios se encuentran localizados en una zona de sismicidad baja, por lo que pudieron soportar el terremoto de diseño sin una demanda de ductilidad significativa. También se puede observar cómo el modelo 8-con duplica su ductilidad respecto a 8-sin al tener en cuenta, en el análisis, las paredes.

A pesar de que el factor de daño medio indica para el modelo 8-sin un estado de daño leve (Tabla 7), con las matrices de probabilidad de daño se observa que existe una probabilidad media de 3% y 1% de daño severo y completo, respectivamente, para los tres escenarios. En cambio, al considerar la tabiquería, estas probabilidades de daño desaparecerían. Es importante destacar que para el escenario sísmico definido según la NCSE-02 los edificios muestran un porcentaje de probabilidad más alto de sufrir daño moderado.

Con los resultados aquí obtenidos, representados por las matrices de probabilidad de daño, hay que tener en cuenta que se consideró el cerramiento completo dentro de los pórticos, sin dejar ningún tipo de abertura entre la pared y el forjado, para evitar así el efecto de columna corta, siendo éste un fallo grave en los edificios cuando se produce un sismo, ya que se produciría en las columnas un fallo por cortante.

La capacidad que tiene una estructura de soportar un evento sísmico es una combinación de resistencia y ductilidad. Los edificios aquí analizados (con y sin tabiquería) presentan, en general, un buen comportamiento sísmico para los escenarios considerados. Con estos resultados se puede concluir que la ganancia en resistencia de los edificios tipo 8-con es moderada. Sin embargo, la ganancia en ductilidad es considerable, si bien se pueden presentar grandes daños en las paredes. La identificación de la vulnerabilidad de estos edificios es una aportación al estudio que se ha llevado a cabo en la ciudad de Barcelona sobre las estructuras construidas de hormigón armado [20, 23].

## REFERENCIAS

[1] PARK, P.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*. México: Editorial Limusa, 1994, 796 p.

[2] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Report No. FEMA-273*. Washington, D.C.: FEMA, 1996.

[3] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. *ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Report: SSC96-01. Volume 1, Seismic Safety Commission*. Redwood City, California: Applied Technology Council, 1996.

[4] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). *HAZUS-99. Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual*, Vol. 1. Washington, D.F.: Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1999.

[5] FREEMAN, S. "Development and use of capacity spectrum method". *Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering/EERI*, Seattle, Washington, May 31 – June 4, 1998. CD-ROM.

[6] CRISAFULLI, F.J. *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Doctoral Thesis. Canterbury, New Zealand: University of Canterbury, 1997.

[7] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J.; PARK, R. "Analytical modelling of infilled frame structures—a general overview". *Bull. NZ Soc. Earthq. Eng.*, 2000, vol. 33, nº 1, p. 30–47.

[8] SMYROU, E. *Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames*. Master Dissertation. Pavia, Italy: European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), 2006. 108 p.



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

[9] MINISTERIO DE FOMENTO. *NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación*. Real Decreto 997/2002 de 27 septiembre. Madrid: Boletín Oficial del Estado, 2002, nº 244.

[10] IRIZARRY, J. *An advanced approach to seismic risk assessment. Application to the cultural heritage and the urban system of Barcelona*. Doctoral Thesis. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2004.

[11] SMYROU, E.; BLANDON, C.; ANTONIOU, S.; PINHO, R.; CRISAFULLI, F. "Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames". *Bull. Earthquake Eng*., 2011, vol. 9, nº 5, p. 1519-1534. doi: 10.1007/s10518-011-9262-6.

[12] CARR, A. *RUAUMOKO: Inelastic dynamic analysis program and Post-processor for RUAUMOKO: Dynaplot*. Nueva Zelanda: University of Canterbury, Department of Civil Engineering, 2000.

[13] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J. "Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 2007, vol. 40, nº 2, p. 69-77.

[14] YÉPEZ, F. *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación*. *Tesis Doctoral*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.

[15] WILSON, E.; HABIBULA, H. "SAP2000: Static and dynamic finite element analysis of structures non linear". *Computers and Structures*, Inc. Berkeley, California, USA, 2002.

[16] MORENO, R.; BAIRÁN, J.M. "Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico de edificios de concreto armado con losas reticulares". *Revista de la facultad de ingeniería de la Universidad Central de Venezuela*, 2010, vol. 25, nº 4, p. 61-71.

[17] BAZÁN, E.; MELI, R. *Diseño sísmico de edificios*. México: Editorial Limusa, 1999. 317 p.

[18] GIBERSON, M. "Two nonlinear beams with definitions of ductility". *Journal of the Structural Division*, Proc. ASCE, 1969, vol. 95, nº 2, p.137-157.

[19] BAIRÁN, J. *BCSEC: Programa computacional para el cálculo de características mecánicas no-lineales de secciones y piezas arbitrarias*. Barcelona: Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.

[20] MORENO-GONZÁLEZ, R.; BAIRÁN, J.M. "Seismic damage assessment for waffled-slabs reinforced concrete (RC) buildings in Barcelona". *International Journal of Architectural Heritage*, 2013, vol. 7, nº 1, p. 116-134. doi: 10.1080/15583058.2011.616619.

[21] MORENO, R.; BAIRÁN, J.; PUJADES, L.; APARICIO, A.; BARBAT, A. "Evaluación probabilista del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado". *Hormigón y Acero*, 2004, nº 232, p. 125-136.

[22] CHOPRA, A.K. *Dynamics of structures*. New Jersey, USA: Prentice Hall, 1995. 730 p.

[23] BARBAT, A.H.; PUJADES, L.G.; LANTADA, N.; MORENO, R. "Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010, vol. 28, nº 10-11, p. 851-865. doi:10.1016/j.soildyn.2009.12.014.

[24] MORENO, R.; PUJADES, L.; APARICIO, A.; BARBAT, A. *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios*. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería-CIMNE, 2007. (Monografías de Ingeniería Sísmica; 59). ISBN: 978-84-96736-53-5

[25] CID, J. *Zonificación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales.* Tesis Doctoral. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1998.

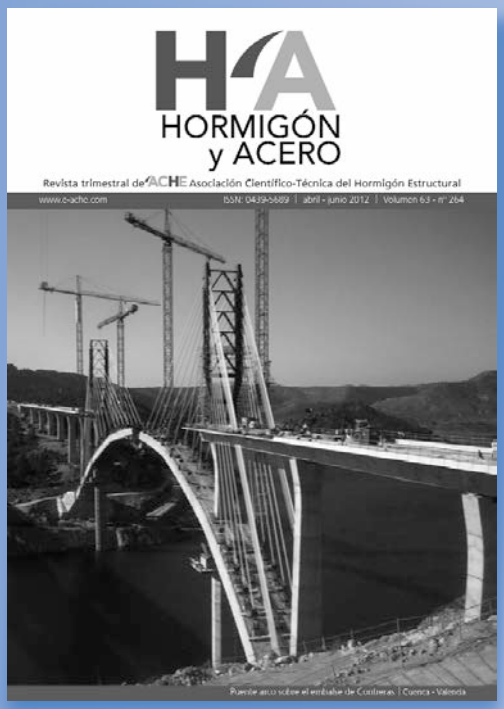
[26] OLIVERA, C.; REDONDO, E.; LAMBERT, J.; RIERA-MELIS, A.; ROCA, A. *Els terratrèmols dels segles XIV i XV a Catalunya.* Barcelona: Institut Cartogràfic de Catalunya, 2006.

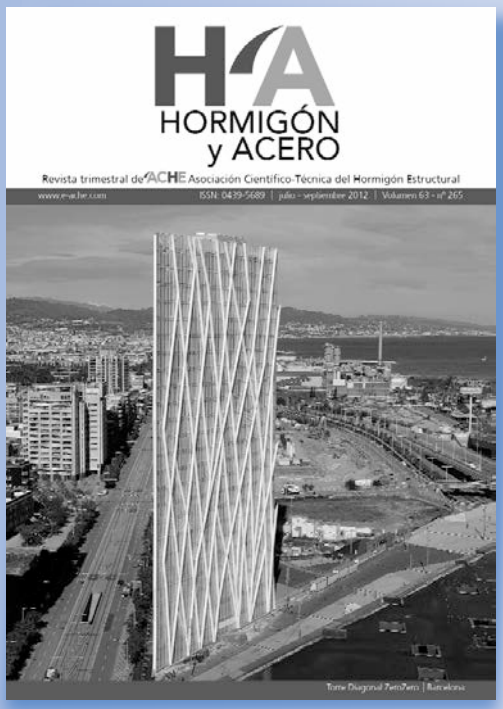


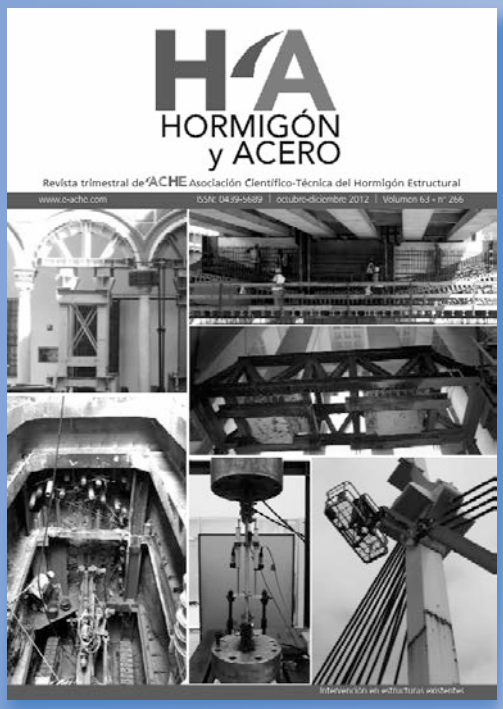
Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

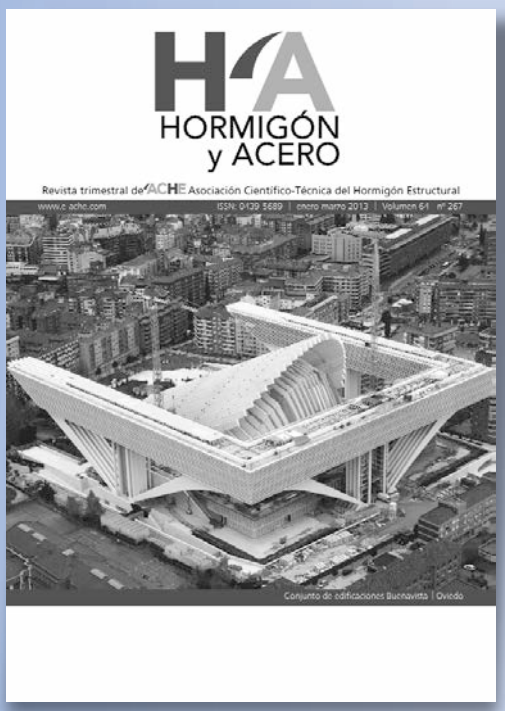
# HA

## últimos números publicados



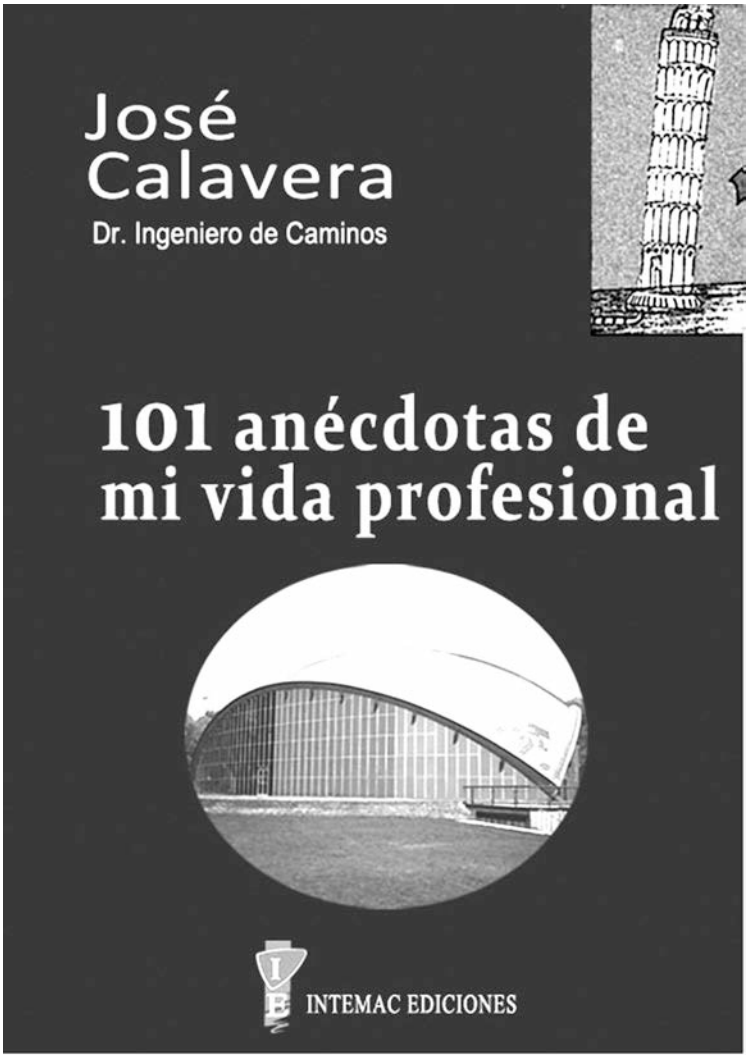

ACHE

**Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:**

**http://www.e-ache.com**

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# JOSÉ CALAVERA: 101 anécdotas de mi vida profesional




Posiblemente no se descubre nada comentando que José Calavera ha atraído la atención de los asistentes a algunas de sus innumerables clases y conferencias impartidas a lo largo de su vida profesional, no sólo con la ciencia y experiencia transmitida en ellas, sino con el condimento de las anécdotas con las que salpimentaba el plato principal.

José Calavera declara haber escrito este libro atendiendo la sugerencia de muchos compañeros suyos, quienes le han recordado que esa gran cantidad de anécdotas interesantes que él conoce relativas a la profesión y al Hormigón Estructural en particular, acabarían por perderse si no se ponían por escrito.

El libro recoge 101 anécdotas, todas ellas breves (desde dos líneas a una página como máximo), donde se recogen hechos sucedidos o simplemente ideas del autor, en ocasiones acompañadas por la reproducción de cartas y fotografías de muy diferentes procedencias.

El propio autor, en el prólogo, confía en que el lector encuentre que algunas de las anécdotas son interesantes y otras divertidas; en cualquier caso, todas ellas reflejan muy claramente tanto su propia personalidad como su amplia trayectoria nacional e internacional en este mundo familiar del hormigón estructural.

Por sus anécdotas o simples consideraciones, desfilan personajes del mundo de la ingeniería y de la arquitectura, tanto españoles como extranjeros, conocidos por todos. Nombres como los de José Entrecanales, Eduardo Torroja, Carlos Fernández Casado, Jose Antonio Jiménez Salas, Ildefonso Sánchez del Río, Miguel Fisac, Félix Candela, Álvaro García Meseguer, entre los españoles, o Mario Salvadori, Franco Levi, Julio Ferry Borges, Fritz Leonhardt, Jörg Schlaich, Giorgio Macchi, entre los foráneos, y otros muchos (la relación sería interminable), desfilan por sus páginas. Para los lectores de cierta edad resulta atrayente encontrar la mención a personas a las que también se ha tenido ocasión de conocer y tratar personalmente.

Evidentemente el lector encontrará, tal como confía el autor, unas anécdotas más interesantes o divertidas que otras. A quien esto escribe le ha resultado especialmente divertido conocer, de la mano del Prof. Calavera, por qué él mismo fue tildado de "profesor impresentable", los comentarios del Prof. Neville con ocasión del "nacimiento del Megapascal", la aplicación del término "onanismo matemático" por parte de Eugène Freyssinet, o la mención al material de "cubrición" (un gran amigo y lector habitual de Hormigón y Acero estará sonriendo al leer esto). O quizás, en un plano más técnico, la defensa de una prueba de carga miniaturizada por parte del ejecutor de la misma, las consideraciones del autor sobre las estructuras que se caen en domingo o las explicaciones del propio Freyssinet para dejar clara la necesidad de un elemento de reacción para poder aplicar el pretensado.

**Luis Mª Ortega Basagoiti**
*Director de Hormigón y Acero*



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

Última monografía publicada

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA M 20 21

# Proyecto de edificios altos

Grupo de trabajo 1/5
Proyeto de edificios altos

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

## 1. GENERALIDADES

*Hormigón y Acero*, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

## 2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos, o ambientales de las mismas.

Además de los Artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección de Otras Informacions. 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

- 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. Autores

El número máximo de autores de un artículo será de cinco. En la parte final del artículo se podrá incluir un apartado de agradecimientos en el que se mencionen otros organismos o personas que, si bien no son autores principales, han colaborado en el artículo, en la investigación, proyecto u obra objeto del mismo.

### 5.2. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

### 5.3. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

### 5.4. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

tenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser 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.

### 5.5. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

### 5.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82100-0 : 1996 y UNE 82103 : 1996..

### 5.7. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

### 5.8. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

### 5.9. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la Revista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

**Título**: El título deberá ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

**Autores y filiación**: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades, indicando la ciudad y el país.

**Resumen:** Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

**Palabras clave**: Se incluirán cinco (5) palabras clave, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

**Texto del artículo**: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

**Apéndices**: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

**Referencias Bibliográficas**: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) *Referencias a artículos publicados en revistas:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

## 6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en Hormigón y Acero. En caso de aceptación esta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

El Comité de Redacción de Hormigón y Acero, en ejercicio de su labor de edición, podrá realizar modificaciones en la redacción final del texto para, sin cambiar el significado del mismo, adaptarlo al estilo gramatical y literario de la revista

## 7 . CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la Revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de publicación" que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de Hormigón y Acero.

## 8 . MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato.pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la Revista.

## 9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# HORMIGÓN Y ACERO
# Instructions for authors

## 1. GENERAL

*Hormigón y Acero,* the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

## 2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the Other Informations section of the journal. Such papers may consist of comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on..

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

## 3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

## 4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

   This text must include the following:

   - Full name of the corresponding author.
   - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.

2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.

3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.

4 A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

*For manuscripts submitted by post:*

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

*For manuscripts submitted by e-mail:*

secretaria_revista@e-ache.com

## 5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

### 5.1. Authors

Papers may be signed by a maximum of five authors. Contributions to the paper or to the research, design or works described by organisations or people who are not the main authors may be acknowledged in a specific section at the end of the article.

### 5.2. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

### 5.3. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

### 5.4. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text.

**Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.**

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.

- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings wil be requested to replace them with analogous figures more appropiate for publication.

### 5.5. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text, where their position should be indicated. Tables must be titled.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

### 5.6. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 80000-1:2009.

### 5.7. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter "l" and the number one (1); the letter "O" and the number zero (0); capital "K" and small "k" and so on).

### 5.8. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

### 5.9. General structure

A Word (.doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

**Title:** The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

**Authors and affiliation:** The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

**Abstract:** Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

**Keywords:** Five keywords will be provided, to facilitate article searches and classification in databases.

**Text:** The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

**Appendices:** In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

**References:** The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Wherever possible, the following international criteria should be followed:

*a) Journal articles:*

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

*b) Books:*

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

## 6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All manuscripts meeting the above requirements will be reviewed by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

The *Hormigón y Acero* Editorial Board reserves the right to make editorial changes in the final wording of the articles published, without altering the meaning, to adapt the text to journal stylistic standards.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

## 7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

## 8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

## 9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# Boletín de inscripción en ACHE

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de:

- ☐ Menor de 26 años ..... (25 €)
- ☐ Menor de 30 años..... (45 €)
- ☐ Personal..... (95 €)
- ☐ Colectivo ..... (235 €)
- ☐ Protector ..... (410 €)
- ☐ Patrocinador ..... (820 €)

I.V.A. incluido

☐ Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

**Titular de la cuenta**:.....

**Entidad:** | | | | | **Oficina** | | | | | **DC** | | **Núm.** | | | | | | | | | |

Firma

(sello de la entidad para personas jurídicas)

HORMIGÓN y ACERO

## SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

**DATOS DEL PETICIONARIO:**

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

- **SUSCRIPCIÓN ANUAL (4 NÚMEROS):**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 95 €
  – Resto de países..... 123 €
  FORMATO DIGITAL ..... 85 €

- **PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 28 €
  – Resto de países ..... 39 €
  FORMATO DIGITAL** ..... 25 €

*IVA incluido*

**PEDIDOS**

Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
Avd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

**FORMA DE PAGO:**

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030 4545 44 0000458271
  SWIFT/BIC CODE: ESPCESMM - IBAN NUMBER: ES84 0030 4545 4400 0045 8271

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista Hormigón y Acero, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

** Precio válido únicamente para números publicados en los dos últimos años. El resto de los números están disponibles gratuitamente en: www.e-ache.com/hya

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

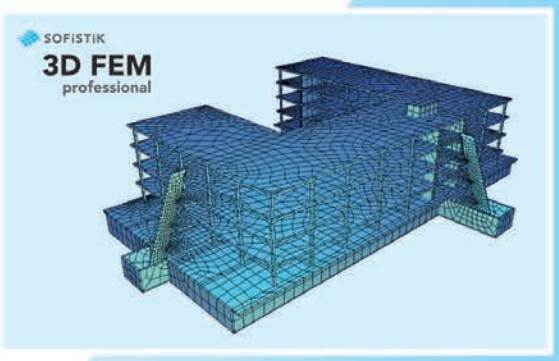
# Nuevo paquete 3D-FEM Prof-Tendon

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

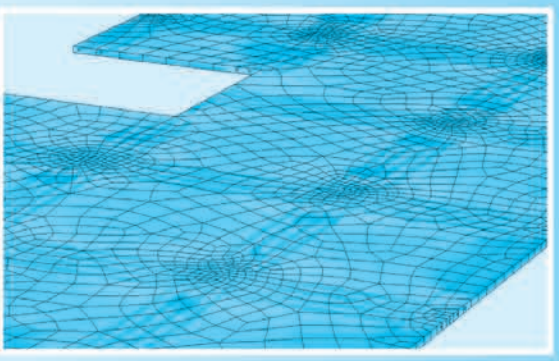
Este nuevo paquete ha nacido para satisfacer las demandas de las nuevas herramientas BIM (Building Information Modelling) para los proyectos de edificación, como Autodesk® Revit® Structure, así como para el proyecto de losas postesadas.

**Algunas características:**

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





CALTER Ingeniería
www.calter.es

**www.sofistik.es**
**sofistik@calter.es**

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026

# HA SUMARIO

CONTENTS

## REALIZACIONES Y PROYECTOS


5 | Centro lúdico y comercial "Arenas de Barcelona". Proceso constructivo de la estructura
*"Arenas de Barcelona" leisure and shopping centre. Constructive process for the structure*
Antonio Tabera García y Mercedes Madrid Ramos


## INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS


47 | Hormigón armado con textiles. Un material innovador, ligero y moldeable
*Textile Reinforced Concrete. A novel, lightweight and shapeable material*
Michael Frenzel, Regine Ortlepp, Silke Scheerer y Manfred Curbach

75 | Transición dúctil-frágil y cuantía mínima en pilares de hormigón débilmente armados
*Ductile-brittle transition and minimum reinforcement ratio in lightly reinforced concrete columns*
Rocío Porras-Soriano, Jacinto Ruiz Carmona, Rena C. Yu y Gonzalo Ruiz López

89 | Influencia de los cerramientos de fábrica en el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado
*Influence of masonry infill walls on the seismic performance of reinforced concrete frames*
Rosangel Moreno González y Jesús M. Bairán García


## OTRAS INFORMACIONES


101 | 101 anécdotas de mi vida profesional
Autor: José Calavera



Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | abril - junio 2013 | Volumen 64 - nº 268
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/09/2026