HORMIGÓN y acero

nº 215

Primer trimestre de 2000

Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural
http://www.e-ache.org

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

MIEMBROS 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 los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

ANEFHOP.–Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.

CALIDAD SIDERÚRGICA.–Castelló, 128. 28006 Madrid.

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.

CEDEX (Laboratorio Central).–Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.–Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leoia (Guipúzcoa).

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.–Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.

CYPE INGENIEROS, S.A.–Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

ESTEYCO, S.A..–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.–Acanto, 22. 28045 Madrid.

FUNDACIÓN LABEIN.–Cuesta de Elabeaga, 16. 48013 Bilbao.

ICCE.–Alcalá, 135-2º. 28009 Madrid.

IECA.–José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.

INTEICO.–Serrano, 85. 28006 Madrid.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.–Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INTEMAC.–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

MIEMBROS PROTECTORES

ALVI, S.A.–Orense, 10. 28020 Madrid.

ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.–Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.

CEMENTOS MOLINS, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Foto de portada: Torre "Dataflux". Monterrey, México

HORMIGÓN y acero

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

índice

NÚMERO ESPECIAL SOBRE EDIFICACIÓN

Carta del Director 3

Estructura de la torre "Dataflux", en Monterrey México 5-21
Structure of the "Dataflux" Tower, in Monterrey (México)
P. Cortina y J.A. Llombart

Ingeniería y arquitectura en las sencillas obras cotidianas 23-33
Engineering and architecture at the simple and usual buildings
F. Regalado

El pretensado como instrumento de diálogo entre la ingeniería y la arquitectura 35-43
Prestressing as an instrument of dialogue between architects and engineers
J. Ruiwamba

Edificios prefabricados con nudos rígidos 45-52
Precast concrete buildings rigid joints
M. Burón, D. Fernández-Ordóñez y L. Gómez Sanz

Cálculo de flechas en forjados unidireccionales de hormigón armado, según la EH-91 y la EF-96 53-64
Active deflection estimating in single-ribbed floors made of reinforced concrete, according to Spanish Standards EHE and EF-96
A. González Sánchez y R. Irles Más

Influencia de la geometría (altura, distancia entre pilares y canto del forjado) en las cuantías de hormigón y acero en estructuras de edificios con forjado unidireccional 65-78
Influence of geometric (height, distance between columns and slab depth) on the materials ratio obtained in the one way slab concrete buildings structures proyect
J. Gómez Hermoso y J. Fernández Gómez

Un método directo para el diseño de elementos a pandeo en estructuras aporticadas de acero. 79-89
A direct method for the buckling analysis of steel frame structures.
E. Bayo y A. Loureiro

Proceso constructivo y cálculo de flechas. Estudio experimental .. 91-101
Construction process and deflection design. Experimental study
L. Gil, E. Barberá, B. Perepérez y M. Valcuende

Cálculo práctico de flechas diferidas en estructuras de hormigón armado 103-113
Practical calculation of long-term deflections in reinforced concrete structures
J. Murcia

Análisis de edificios de muros de carga de mampostería ante acciones horizontales 115-126
Analysis of load bearing wall buildings subject to horizontal loading.
P. Roca, C. Molins e I. Carol

El postesado en la edificación 127-139
Post-tensioning in building
J.A. Llombart

RINCÓN DE ACHE
Comisión 3 "Ejecución" 141-143

EDITAN:

ache
GEHO - ATEP
Declarada de utilidad pública con fecha 4 -3- 77

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
APARICIO BENGOECHEA, Ángel C.

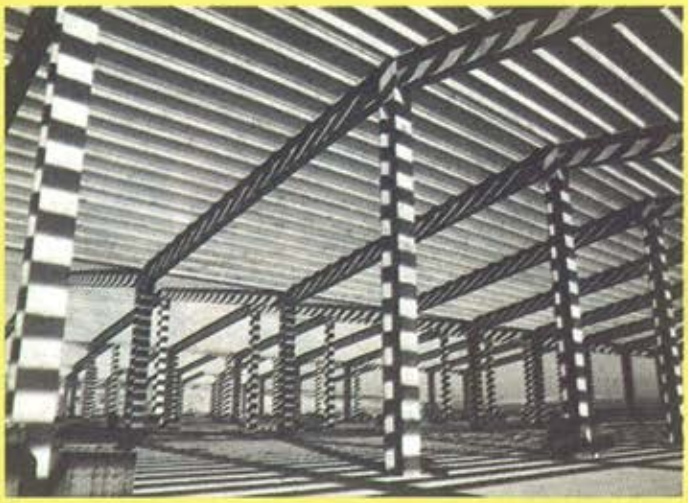
Miembros del comité:
ARRIETA TORREALBA, José M.ª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
GONZÁLEZ VALLE, Enrique
JÓDAR MARTÍNEZ, Juan
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José Mª de

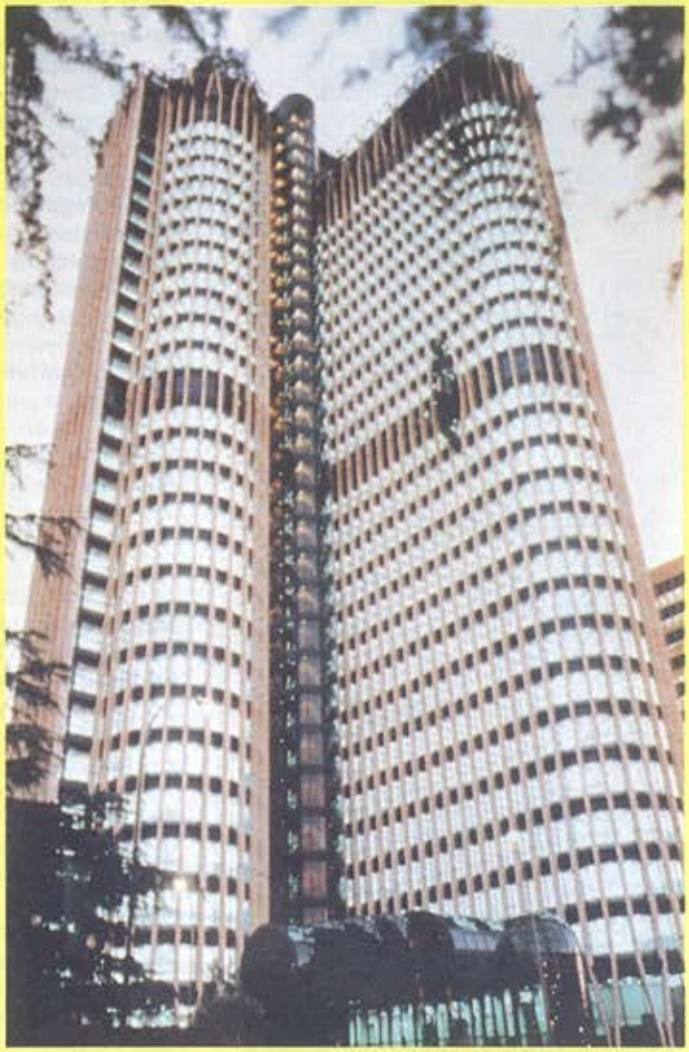
La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:
Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Tel. y Fax 91 766 07 03
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Producciones Meeting Point
c/ Núñez de Balboa, 96 - MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025





EDIFICIOS PREFABRICADOS

MADRID • BARCELONA • VALENCIA

SEVILLA • MURCIA

grupo PACADAR

Hermosilla, 57
Tel.: 91 435 49 00
Fax: 91 577 82 46
e-mail: pacadar@pacadar.es

PACADAR

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Carta del Director

Querido lector:

El número de Hormigón y Acero que tienes entre tus manos está dedicado íntegramente a las estructuras de edificación. Nuestra asociación, ***ache***, pretende con ello difundir las posibilidades del hormigón estructural –hormigón armado y hormigón pretensado–, como un material para proyectar con él estructuras interesantes que permitan, desde un principio, integrarse, como un elemento potente, en la concepción global del edificio. Aunque la estructura no tiene por qué ser siempre un elemento compositivamente importante en una edificación, es claro que, en determinadas ocasiones, puede utilizarse para enriquecer la expresión arquitectónica, pero ello será sólo posible si un especialista en estructuras, arquitecto o ingeniero, está involucrado durante todo el proceso de proyecto y es tratado como igual. Para que esto suceda es necesario que el proyectista principal del edificio conozca las posibilidades del hormigón estructural y sepa que puede acudir, pero desde el comienzo, a un profesional cualificado. Este número de la revista no pretende resolver este problema sino, tan solo, tender un puente a los arquitectos desde la ingeniería estructural para mostrar, humildemente, algunas posibilidades. Si sirve para iniciar a alguien, sobre todo a los jóvenes, en esta preocupación por lo estructural, desde el momento de la concepción inicial, habrá cumplido con sus objetivos.

El número se ha montado a partir de los artículos disponibles después del primer congreso de ***ache***, aprovechando el interés que tiene la torre Dataflux en Monterrey, México, cuya estructura se proyectó en colaboración de dos estudios de ingeniería, uno mejicano y otro español. Además, se invitó, en su momento, a los asociados más involucrados en el proyecto de estructuras de edificación a que remitieran artículos originales y, a pesar de la enorme actividad profesional del momento actual, algunos de ellos aceptaron la invitación y aquí están sus artículos. El número recoge también un trabajo de estructuras de muros de carga de mampostería, en la línea de acoger en Hormigón y Acero todo original de interés en el campo de las estructuras. Por último, la edición la cierra un artículo de divulgación, sin apenas números, sobre el empleo del postesado en la edificación.

En algún momento se barajó la posibilidad de publicar una reseña bibliográfica sobre todos los artículos publicados en Hormigón y Acero, a lo largo de su historia, relacionados con estructuras de edificación, pero dado que la página web de la asociación ya está en marcha –habrás visto su dirección en la portada–, y que existe el proyecto de colgar la revista de esta página, desistimos de hacerlo. En un futuro no lejano se podrá consultar la base de datos de Hormigón y Acero por Internet y solicitar copia de los artículos que se quieran.

Para ello verás que, ya en este número de la revista, hemos cambiado las normas para la publicación de artículos y exigimos que su título, el nombre de los autores y el resumen del artículo, en español e inglés, se remitan duplicados en archivo aparte. Éste se pasará directamente a la persona que gestione la página web de la asociación y se colgará la información de ella. Se podrán consultar los resúmenes de los artículos publicados durante los dos últimos años, y la base de datos de artículos, siempre. Por otra parte, la utilización cada vez mayor de fotos y figuras digitalizadas nos ha obligado también a exigir unas pautas de mínimos sobre grado de definición, con objeto de mantener una calidad mínima suficiente. Por ello invitamos a los autores habituales a consultar las nuevas normas de publicación de artículos.

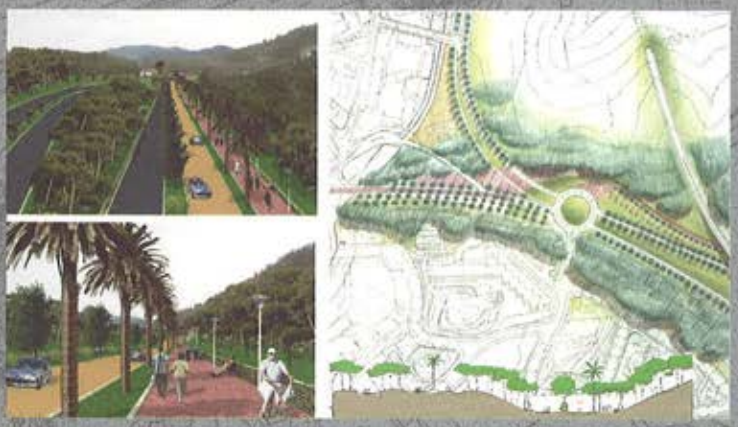
Sin otro particular, recibe un cordial saludo, al tiempo que te deseo que disfrutes con este número.

Ángel C. Aparicio

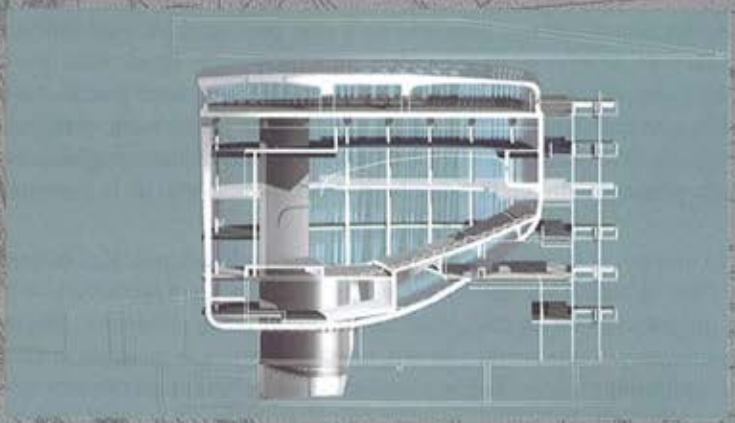
Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ESTEYCO

Restauración del Antiguo Puente de Hierro sobre el Duero, Zamora. Ruta de la Plata. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento



Propuestas para la Vía Parque Palmanova - Peguera
Ayuntamiento de Calvia. Mallorca



Ampliación del Museo Centro de Arte Reina Sofía
Madrid. Arquitecto Jean Nouvel

Palacio de Ferias de Muestras y Exposiciones
Málaga. Arquitecto Ángel Asenjo

www.esteyco.es

BARCELONA . MARINA, 27. TEL. 93-2210470 / FAX 93-2212720 / e-mail: esteycob@esteyco.es
MADRID. MENÉNDEZ PIDAL, 17. TEL. 91-3597878 / FAX 91-3596172 / e-mail: esteyco@esteyco.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Estructura de la torre "Dataflux" en Monterrey (México)

Structure of the "Dataflux" Tower, in Monterrey (Mexico)

Pablo Cortina
Postensados y Diseño de Estructuras. POSTENSA. México, D.F.

José Antonio Llombart
Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA. Madrid

RESUMEN

El presente artículo describe las principales características y sistema constructivo de la estructura de la Torre "Dataflux", en Monterrey (México).

El edificio tiene una altura total de 182 metros. Está formado por dos grandes núcleos de hormigón, unidos por tres estructuras metálicas, situadas a distintos niveles a manera de puente, que sirven de sistema de cuelgue de los forjados de piso existentes en niveles inferiores.

Todos los forjados son de hormigón postesado mediante tendones no adherentes. Los elementos de cuelgue están formados por tirantes homogeneizados, constituidos por hormigón y acero de pretensado y envueltos por chapa acero estructural.

El sistema constructivo ha aportado una singular solución, que ha permitido realizar la obra en un corto espacio de tiempo.

1. INTRODUCCIÓN

El trabajo que comprende el diseño estructural, análisis y determinación del proceso constructivo del edificio denominado Torre "Dataflux", situado en la ciudad de Monterrey (México), corresponde a una colaboración llevada a cabo por los autores del presente artículo. El proyecto de la estructura ha requerido una intensa dedicación de un amplio equipo de técnicos e ingenieros.

El edificio, diseñado por el Arquitecto mexicano Agustín Landa, tiene una altura total de 182 metros, medida desde el nivel más bajo de sótano hasta la coronación. La altura, desde el nivel de la calle, es de 166 metros. La estructura se caracteriza por estar formada mediante dos grandes núcleos de hormigón, entre los que existen tres conjuntos estructurales formados por unas grandes jácenas metálicas en celosía, situadas a manera de puente y que sirven de sistema de cuelgue de los forjados situados en niveles inferiores (Fig. 1). Todos los forjados son de hormigón y están postesados mediante tendones no adherentes. Debido a su concepción, su altura y la singularidad de la solución estructural solicitada por el Arquitecto, está destinado a convertirse en el edificio más importante de Monterrey y uno de los más notables de la República Mexicana, permitiendo a la estructura ser parte de

SUMMARY

This article describes the main characteristics and construction system of the structure of the "Dataflux" Tower, in Monterrey (Mexico).

The full height of the building is 182 meters. It is made up of two large concrete cores, connected by three steel structures, situated at different levels by way of a bridge, and which act as a suspension system for the slab floors at lower levels.

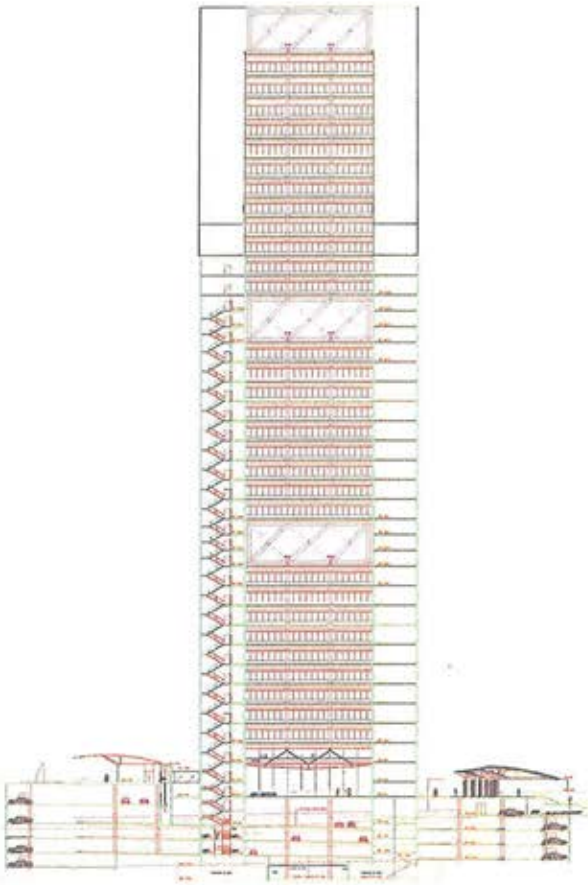
All of the slabs are made of concrete post-tensioned by means of unbonded tendons. The suspension elements are formed by homogenized stays, made of concrete and high-strength strands encased in pipes of structural steel.

The construction system has brought a singular solution, that has made it possible to carry out the work in a short period of time.

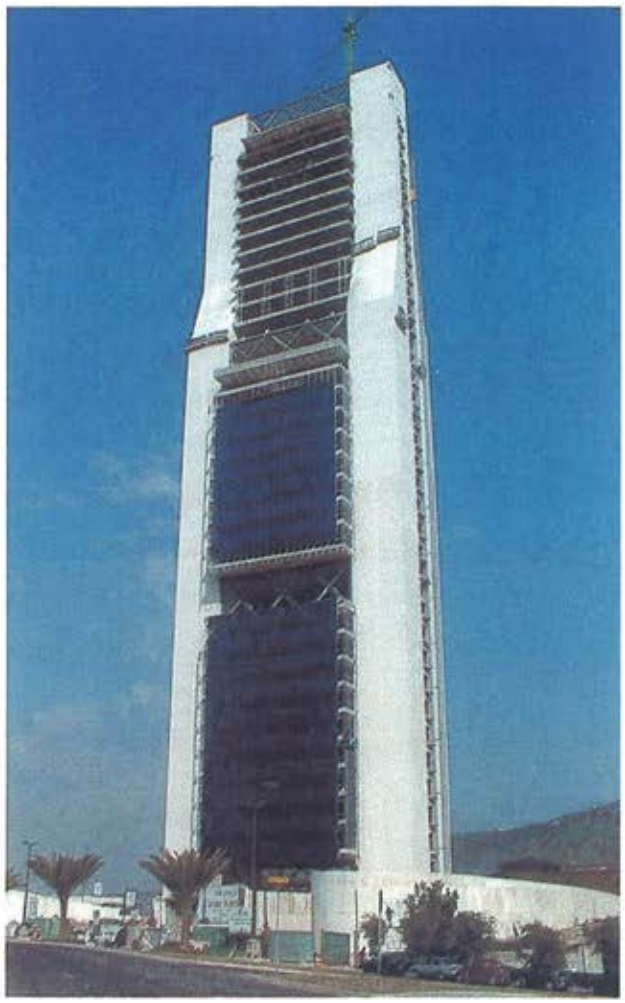
1. INTRODUCTION

The work involved in the structural design, analysis and determination of the construction process of the building known as the "Dataflux" Tower, in the

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025



Estructura. Alzado general.
Structure. General front.



Vista real del edificio. Noviembre, 1999.
Dataflux building. Real view. November, 1999.

Figura 1.
Figure 1.

city of Monterrey (Mexico), is a cooperative project carried out by the authors of this article. The structure project required the intense participation of a large team of technicians and engineers.

The building, designed by Mexican architect Agustín Landa, is 182 metres high in all, measured from the lowest basement level to the top. Its height, from street level, is 166 metres. The structure is characterized by the fact that it is formed by two large concrete cores, between which there are three structural elements formed by large steel trusses, placed by way of a bridge, which serve as a suspension system for the slabs situated at lower levels (Fig. 1). All the slabs are made of concrete and are post-tensioned by means of unbonded tendons. Thanks to its conception, its height and the exceptional nature of the structural solution requested by the Architect, it is destined to become the most important building in Monterrey, and one of the most notable buildings in the Republic of Mexico. It allows for the structure to be part of the image of the building and guarantees recognition of the structural project thanks to the architectural project.

2. *GENERAL DESCRIPTION*

The building has four basement levels designed as a car park, a plaza (ground floor), a mezzanine and 40 floors above ground, with a floor-to-floor height of 4.10 m. Two thirds of these floors will be destined for offices, and the rest for apartments.

The building offered interesting challenges during the conception stage of the structural project: on the one hand, the solution had to be aesthetically pleasing to the eye, with a strict deadline for the completion of the work, and, of course, economic considerations also

la imagen del edificio y garantizando el reconocimiento del proyecto estructural de la mano del arquitectónico.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El edificio dispone de cuatro niveles de sótanos destinados a aparcamiento de vehículos, plaza (planta baja), entresuelo y 40 niveles sobre el terreno, con una altura entre pisos de 4,10 m. Estos niveles se destinarán, en dos terceras partes, a oficinas y el resto, a apartamentos.

Este edificio presentó retos interesantes durante la fase de concepción del proyecto estructural: por un lado la solución debía ser estéticamente agradable a la vista, existiendo un plazo estricto para la ejecución de la obra y, por supuesto, la economía jugaba un importante papel. Se llegó a la conclusión de que el proyecto estructural debe-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ría permitir al procedimiento constructivo tener varios frentes simultáneos y minimizar el tiempo a dedicar en cada uno de ellos.

La disposición general corresponde a tres bloques de entrepisos suspendidos de igual número de estructuras puente, formadas por unas grandes vigas en celosía metálicas de 8,20 metros de canto (Fig. 2), las cuales están ancladas en los dos núcleos de hormigón armado, con sección hueca, dentro de los que se encuentran los ascensores y servicios.

3. CONSTITUCIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1 Esquema general

La estructura consta de cuatro plantas destinadas a estacionamiento de vehículos, con una configuración de losas dispuestas en pendiente, en la que los diferentes niveles forman una espiral y con alturas de entrepiso de 3,06 m, una plaza (planta baja) con dimensiones máximas de 114 m por 71,68 m, un entresuelo, dos bloques de 12 niveles cada uno, destinados a oficinas con dimensiones máximas en planta de 43,50 m por 28,20 m y un conjunto de 14 niveles destinados a apartamentos, azotea y helipuerto, con dimensiones máximas en planta de 43,50 m por 17,40 m, todos ellos con alturas de entrepiso de 4,10 m.

3.2. Base del edificio

La estructura de los niveles de estacionamiento y la plaza está constituida por losas nervadas de hormigón de 30 cm de espesor máximo, postesadas con tendones no adherentes, alojados en nervios que discurren paralelamente en una dirección, con una separación entre ejes de 80 cm y que se apoyan en vigas planas postesadas del mismo canto, que discurren en dirección perpendicular a los nervios. En la citada zona existe una modulación de luces igual a 8,70 m

3.3. Forjados de la zona correspondiente a la torre

En la zona de la torre, propiamente dicha, la estructura de los niveles de oficinas y apartamentos se divide en tres

played an important part. It was concluded that the structural project should allow for a construction procedure that enabled several different fronts to be open simultaneously and to minimize the time devoted to each of them.

The general layout corresponds to three intermediate-level blocks suspended from the same number of bridge structures, formed by large steel open-web girders 8.20 metres high (Fig. 2), which are anchored in the two reinforced concrete cores, with a hollow section, inside which are located the lifts and services.

3. THE STRUCTURE

3.1. General schema

The structure consists of four floors designed as a car park, with a pattern of sloping slabs, in which the different levels form a spiral with floor-to-floor heights of 3.06 m, a plaza (ground floor), maximum size 114 m by 71.68 m, a mezzanine, two blocks of 12 levels each, designed for offices with maximum sizes in plan view of 43.50 m by

Figura 2.- Conjunto formado por dos vigas – puente metálicas, en celosía, de 8.20 m de canto.
Figure 2.- Bridge structure made of two steel trusses, 8,20 mts depth.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Estructura de base del edificio. Forjados para estacionamiento.
Building basement structure. Parking floor slabs.

Inicio de la construcción de los núcleos.
Beginning construction of concrete cores.

Figura 3.
Figure 3.

28.20 m, and a set of 14 levels designed for apartments, flat roof and helipad, with maximum sizes in plan view of 43.50 m by 17.40 m, all of them with floor-to-floor heights of 4.10 m.

3.2. Base of the building

The structure of the parking levels and the plaza is made up of ribbed concrete slabs, 30 cm high maximum, post-tensioned with unbonded tendons, lodged in ribs that run parallel in one direction, with an 80 cm separation between axes, and are supported on flat post-tensioned girders of the same height, which run perpendicular to the ribs. In this area there is a span modulation equal to 8.70 m.

3.3. Slabs corresponding to the tower space

In the tower space, properly speaking, the structure of the office and apartment levels is divided into three blocks and is formed by a monolithic group made up of ribbed concrete slabs, 30 cm thickness maximum, post-tensioned with unbonded tendons. They have a maximum span of 8.70 m and are supported on 2 post-tensioned girders 40 cm wide by 70 cm depth, with an internal span of 17 m and two 4.85 m overhangs at the ends (Fig. 4). Each of these girders is suspended from 2 stays, the characteristics of which require a special description.

3.4. Steel trusses

Each of the slabs that make up a floor is imbedded at the sides in the concrete cores and the central area is suspended with four stays, which are anchored above in two large steel trusses, 25.50 m long and 8.20 m high (Fig. 5), made of steel tubes and set out by way of a bridge between the two concrete cores. These girders are thoroughly imbedded in the concrete cores, by means of a post-tensioning system of 36 mm diameter, 1245 kN load capacity Dywidag bars (Fig. 6).

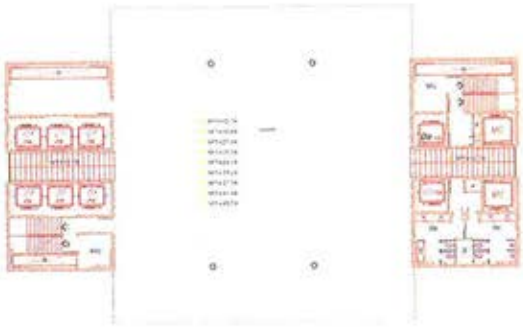
The steel structures are formed of A-50 steel pipes and plates. The upper horizontal cord is a tube 32" in diameter and 7/8" thick. The other truss mem-

bloques y está formada por un conjunto monolítico constituido por losas nervadas de hormigón de 30 cm de canto máximo, postesadas con tendones no adherentes. Tienen una luz máxima de 8,70 m y están apoyadas sobre 2 vigas postesadas de 40 cm de ancho por 70 cm de canto, con una luz interior de 17 m y dos voladizos de 4,85 m en los extremos (Fig. 4). Cada una de estas vigas está suspendida de 2 tirantes, cuyas características requieren una descripción especial.

3.4. Jácenas metálicas en celosía

Cada uno de los forjados que constituyen una planta está empotrado lateralmente en los núcleos de hormigón y suspendido en la zona central mediante cuatro tirantes, que están anclados superiormente en dos grandes jácenas metálicas en celosía, de 25,50 m de longitud y 8,20 m de canto (Fig. 5), constituidas por tubos de acero y dispuestas a manera de puente entre los dos núcleos de hormigón. Dichas jácenas están rígidamente empotradas en los núcleos de hormigón, mediante un sistema postesa-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025



Zona de oficinas. Planta arquitectónica.
Office area. Architectural plant.

Zona de oficinas. Planta del forjado con la distribución de vigas y nervios.
Office area. Structural plant of floor slab, showing schema of beams.

Figura 4.
Figure 4.

do, constituido por barras Dywidag de 36 mm de diámetro y 1245 kN de carga de rotura (Fig. 6).

Las jácenas están formadas por tubos y chapas de acero A-50. El diámetro de los tubos del cordón superior es de 32" con un espesor de $^7/_8$". Las restantes barras tienen un diámetro de 24", con un espesor de $^1/_2$" en el cordón inferior y $^7/_8$" en las diagonales. Por el interior

bers are 24" in diameter, and variable thickness from $^1/_2$" to 7/8". Inside the pipes, where the stress is greater, there are plates designed to complement the steel section.

In the diagonal truss members, where tension stresses are greatest (Fig. 7), the complementary plates are set out as a prolongation of the stiffeners of the upper knot of the steel girder, and below, of the inside walls of the support piece of the stay anchor apparatus, that act as a suspension for the group of slabs located under the trusses.

3.5. Stays

The slab suspension system is made up of homogenized stays. Each stay is formed by an exterior steel pipe (Fig. 8), inside which there are two different groups of tendons.

In the construction stage, the slabs are suspended by means of a group made up of 0.6" strands set out simply inside the pipes, with no type of sheath or protection. Each slab is constructed, in its final position, on a scaffolding system supported on the slab immediately below it. When the concrete reaches the correct resistance, the group of tendons set out inside are tensioned, in the usual way for any floor slab. Next the suspension of the slab is begun, by tensioning the corresponding vertical strands of the first group, lodged inside the stays.

These strands are pre-stressed strictly to support the self weight of each of the

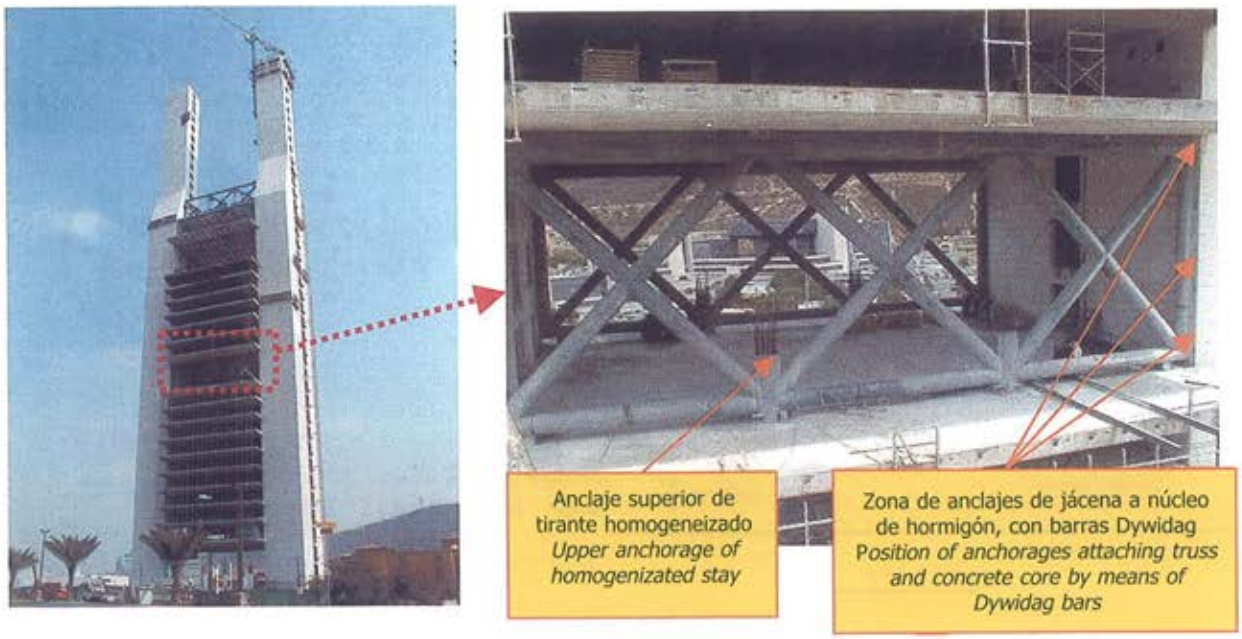


Figura 5. Estructura puente, formada por jácenas metálicas en celosía.
Figure 5. Bridge structure, formed by steel trusses.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

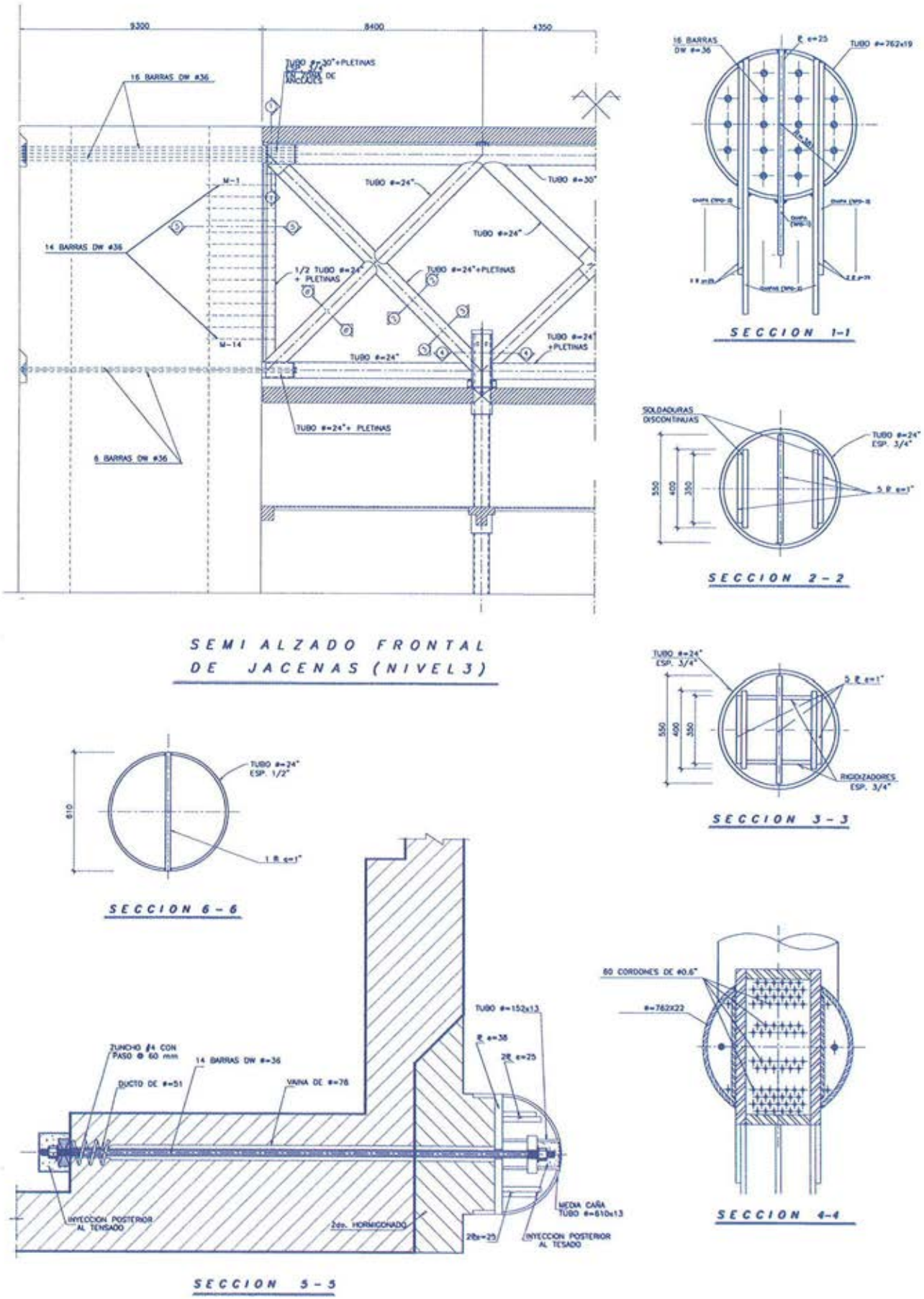


Figura 6.
Figure 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

de los tubos, en que los esfuerzos son mayores, discurren unas chapas metálicas destinadas a complementar la sección.

En las diagonales más solicitadas por esfuerzos de tracción (Fig. 7), las chapas metálicas complementarias están dispuestas en prolongación con los rigidizadores del nudo superior de la jácena metálica y por la parte inferior, con las paredes interiores de la pieza de soporte del aparato de anclaje de los tirantes, que sirven de cuelgue del conjunto de forjados situados por debajo de las jácenas.

3.5. Tirantes

El sistema de cuelgue de los forjados está constituido por tirantes homogeneizados. Cada tirante está formado por una corona exterior metálica (Fig. 8), en cuyo interior discurren dos familias distintas de tendones.

En fase de construcción, la suspensión de los forjados se realiza mediante una familia constituida por cordones de 0,6" dispuestos simplemente en el interior de los tubos, sin ningún tipo de vaina, ni protección. Cada forjado se construye, en su posición definitiva, sobre cimbra apoyada en el forjado situado inmediatamente debajo de él. En cuanto el hormigón alcanza la resistencia adecuada, se procede al tesado del conjunto de tendones dispuestos en el interior, en la forma habitual de toda losa de forjado. A continuación se inicia

slabs, and the force applied on jacks is adjusted and stopped when the slab is first raised from the formwork used to support it. The stress of these strands is no greater than 55% of the failing load during the construction stage. The second group is made up of unbonded tendons that remain inactive during the slab construction process (Fig. 9).

Each slab is poured at the same time as the fraction of stay corresponding to the inside of the steel pipes located between the slab and the one situated immediately below, in an upward direction. The strands belonging to the first group (subjected to stress produced by the action of their self weight) are encased in concrete and permanently bon-

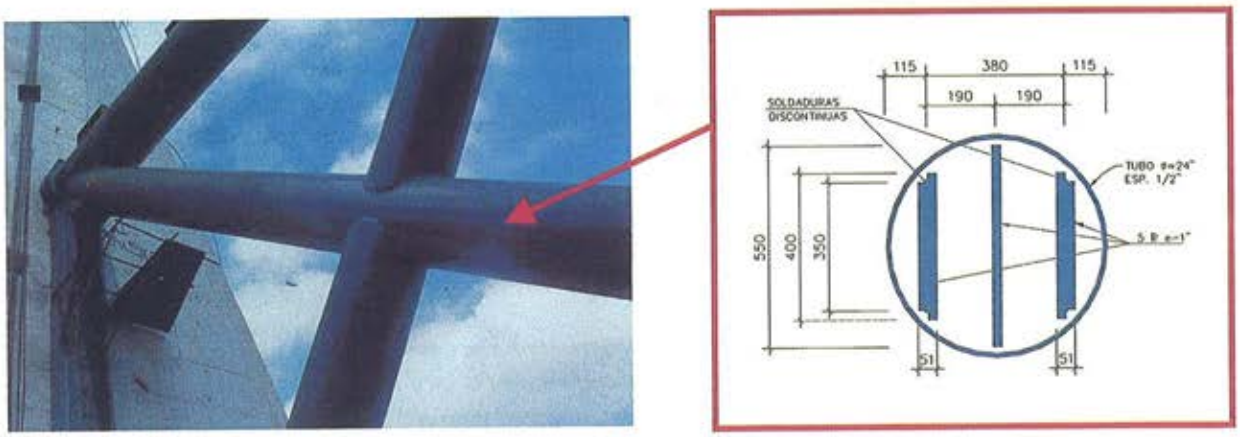


Figura 7.- Constitución de la diagonal principal, sometida a tracción. Sección transversal.
Figure 7.- Composition of the main diagonal bar, loaded by tension. Transverse section.

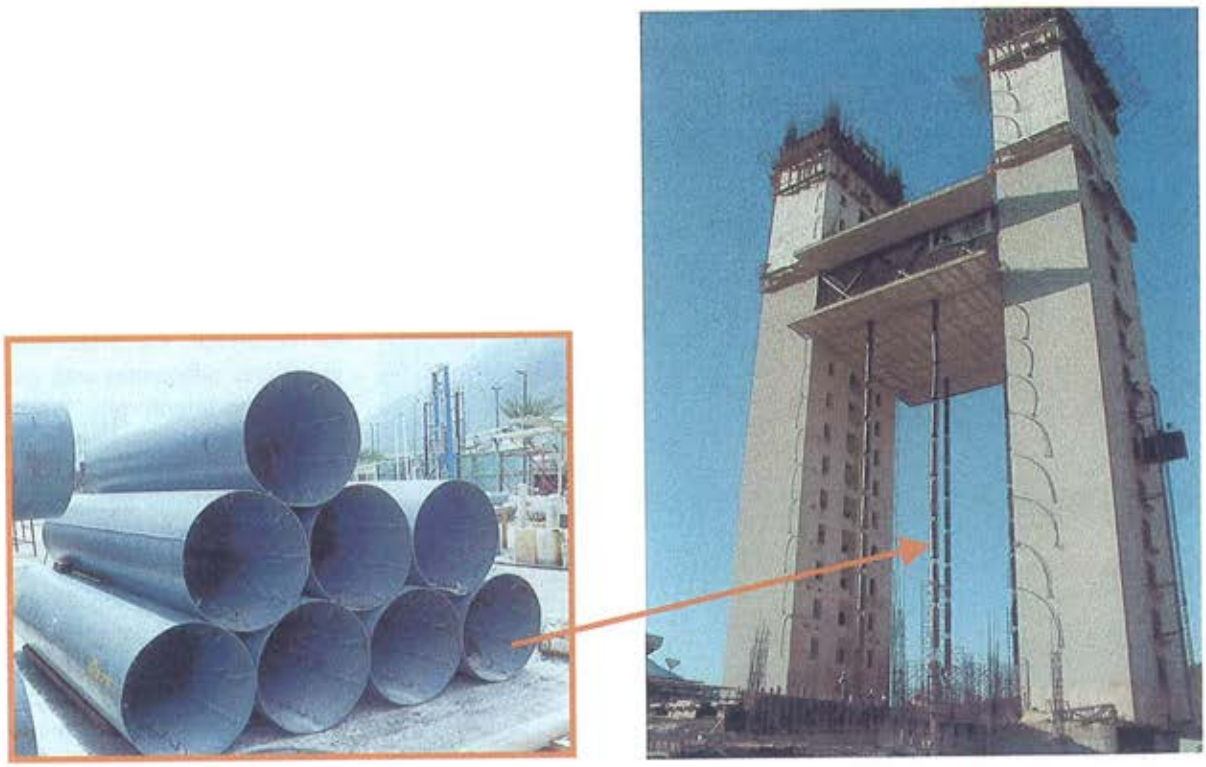


Figura 8.- Tirantes homogeneizados. Tubos metálicos exteriores.
Figure 8.- Homogenized stays. External steel pipes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 9. Cordones que constituyen un tirante. Pueden distinguirse los cordones no adherentes (envueltos en vaina, de color verde) de los adherentes (sin protección inicial). La imagen corresponde en una zona donde existe forjado, en que se han dispuesto 6 anclajes pasivos.

Figure 9. Strands of a stay. It is able to distinguish the unbonded strands (covered by a green sheath) of the bonded ones (without sheath). The photograph was made on a zone where exists slab floor, where are 6 dead-end anchorages.

ded. When all the slabs and stays of each group suspended from a bridge structure are poured, the unbonded tendons are pre-stressed (Fig. 10), and in this way the concrete situated inside the pipes gets in compression and able to contribute structurally towards resisting the action of service loads, without suffering states of decompression. The concrete of the stays, therefore, works as if they were real "columns", with the singularity that the compression stresses decrease under the action of the service loads. Each stay has two systems of high strength steel, one of them with bond, and other unbonded. The protec-

Figura 10. Tesado de un tirante, mediante gato unifamiliar

Figure 10. Stressing a stay, using monostrand jack

el cuelgue de dicho forjado, mediante la puesta en tensión de los correspondientes cordones verticales de la primera familia, alojados en el interior de los tirantes.

El tesado de los citados cordones se efectúa estrictamente para soportar el peso propio de cada uno de los forjados, quedando ajustado y detenido en el momento en que se inicia el levantamiento de cada forjado de la cimbra que lo soporta. La tensión de estos cordones, durante la fase de construcción, no supera el 55% de la carga de rotura. La segunda familia está formada por tendones no adherentes, que permanecen inactivos durante el proceso de construcción de los forjados (Fig. 9).

Cada forjado se hormigona de forma simultánea con la fracción de tirante correspondiente al interior de los tubos metálicos, comprendida entre el nivel de dicho forjado y el situado inmediatamente por debajo de él, en sentido ascendente. Los cordones pertenecientes a la primera familia (sometidos a tensión producida por la acción del peso propio) quedan envueltos por el hormigón y permanentemente adheridos. Una vez finalizado el hormigonado de todos los forjados y tirantes de cada grupo que cuelga de una estructura puente, se procede al tesado de los tendones no adherentes (Fig. 10), con lo que el hormigón situado en el interior de los tubos queda precomprimido y capacitado para contribuir estructuralmente para resistir la acción de las sobrecargas, sin alcanzar estados de decompresión. El hormigón de los tirantes trabaja, por tanto, como si se tratase de auténticos "pilares", con la particularidad de que las tensiones de compresión disminuyen bajo la acción de las sobrecargas. Cada tirante está provisto de dos sistemas de armaduras activas; una de ellas, adherente y otra, no adherente. La protección de las armaduras adherentes está garantizada por el hormigón que las envuelve, sometido a un estado permanente de compresión y rodeado, además, por una protección exterior formada por un tubo de acero estructural.

La cantidad de armadura activa de los tirantes está dimensionada de acuerdo con los esfuerzos calculados para cada uno de los tres conjuntos estructurales. En los tirantes más solicitados, la armadura activa está formada por 44 cordones $\phi = 0{,}6''$ sin vaina individual de protección (primera familia), que quedan adheridos permanentemente al hormi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

gón, más 46 torones del mismo diámetro no adherentes (segunda familia). La conexión entre las losas de fondo y tapa y las grandes vigas metálicas en celosía sustentantes se realiza usando barras Dywidag de $\phi = 36$ mm, dispuestas verticalmente. La unión de las vigas metálicas a los núcleos de servicio de hormigón se realiza por medio de 36 barras Dywidag de $\phi = 36$ mm en cada extremo.

3.6. Núcleos de hormigón

Están constituidos por unas estructuras de hormigón armado de sección rectangular hueca, cuyas dimensiones exteriores en la base son 9,30 x 18,00 m (Fig. 11), con espesores y resistencia variables. El hormigón está elaborado con cemento blanco y áridos seleccionados de mármol. Los paramentos exteriores vistos se han tratado mediante abujardado a mano.

Los muros de los núcleos de servicio tienen un espesor de 50 cm y con hormigón de 45 Mpa desde la cimentación hasta la planta baja. A partir de la planta baja hasta el primer nivel de vigas en celosía, tienen un espesor de 30 cm con cuatro cabeceras en los extremos con forma de escuadra de 2 m por 2 m, con espesor de 50 cm y hormigón de 35 Mpa. A partir de este nivel y hasta la azotea, se dispone hormigón de 25 Mpa y el espesor de los muros es de 25 y 30 cm. A partir del segundo nivel de jácenas en celosía, la sección transversal exterior del núcleo se reduce paulatinamente hasta convertirse en un núcleo de menores dimensiones en la zona de apartamentos.

3.7. Cimentación

El edificio se apoya directamente sobre roca. La cimentación de la torre consta de dos grandes zapatas con forma de "doble T", en planta, cuyas dimensiones máximas son 18.40 m por 27.10 m y un canto de 3m.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Tanto para el análisis como para el diseño, se han seguido las prescripciones del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC). Los efectos debidos al viento y sismo se han considerado de acuerdo con Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad

tion of the strands is guaranteed by the concrete encasing them, subjected to a permanent state of compression and also surrounded by an exterior protection formed by a structural steel pipe.

The amount of high strength steel of the stays is determined in accordance with the stresses calculated for each of the three structural groups. In the stays under the greatest stress, the active reinforcement is formed by forty-four 0.6" diameter strands with no individual protective sheath (first group), which are permanently bonded to the concrete, plus 46 unbonded strands of the same diameter (second group). The bottom and top slabs and the large supporting steel girders are connected by Dywidag bars 36 mm in diameter, set out vertically. The steel girders are connected to the concrete service cores by thirty-six 36 mm diameter Dywidag bars at each end.

3.6. Concrete cores

These are formed by reinforced concrete structures with a hollow rectangular section. Their exterior size at the base is 9.30 m x 18.00 m (Fig. 11), with variable thick and resistance. The concrete is made with white cement and

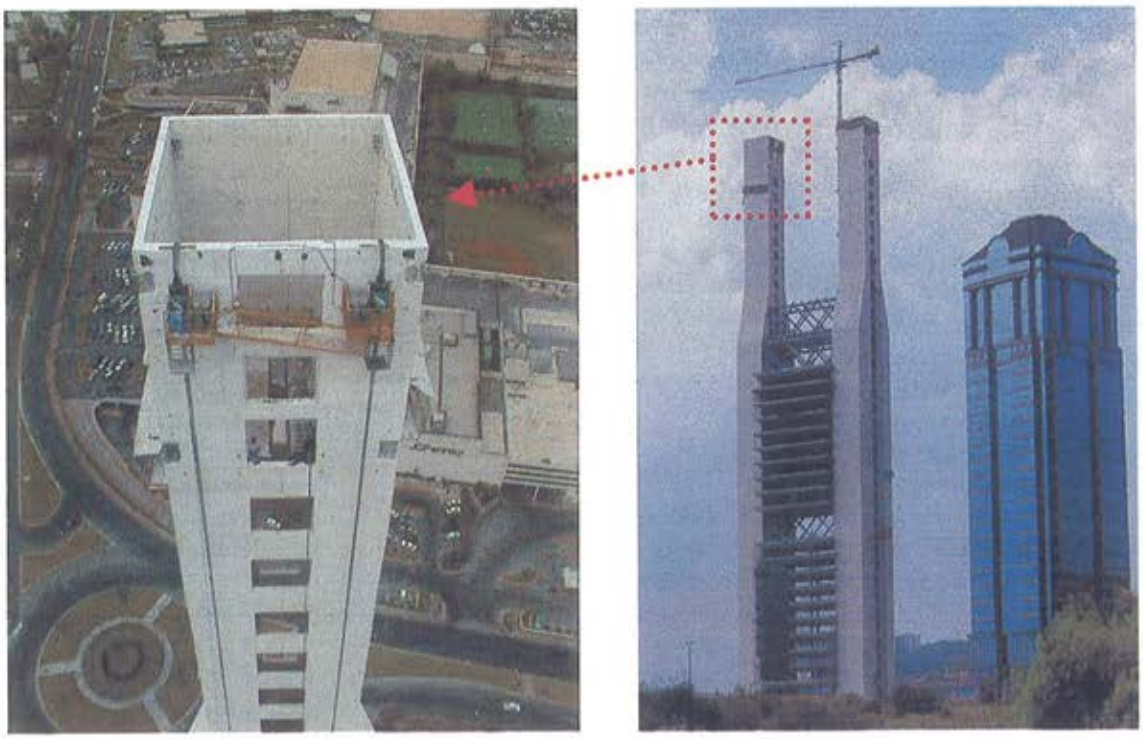


Figura 11. Núcleos de hormigón. La figura de la izquierda, corresponde a la coronación de uno de los núcleos, a la cota +166 m sobre el nivel de la calle. Pueden apreciarse dos aparatos preparados para el izado de la estructura-puente suspendida mediante cables.

Figure 11. Concrete cores. At the left, the top of one of the cores, on the level +166 mts over ground. It is able to see two devices ready to lift the bridge structure hung by means cables

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

selected marble aggregates. The exposed outside faces have been hand-granulated.

The walls of the service cores are 50 cm thick and made of 45 Mpa concrete from the foundations to the ground floor. From the ground floor to the first level of open-web girders, they are 30 cm thick with four headers at the ends in the form of a 2 m x 2 m angle, 50 cm thick with 35 Mpa concrete. From that level up to the flat roof, the walls are 25 and 30 cm thick, with 25 Mpa concrete. From the second level of open-web beams, the exterior transversal section of the core gradually decreases until it becomes a smaller core in the apartment area.

3.7. Foundations

The building is supported directly on rock. The foundations of the tower are made up of two large "double T" shaped footings, in plan view, 18.40 m x 27.10 m and 3 m high.

4. STRUCTURAL ANALYSIS

The specifications of the Mexican Reglamento para Construcciones del Distrito Federal (*RCDF - Regulations for Constructions in the Federal District*) *and its* Normas Técnicas Complementarias *(NTC - Complementary Technical Regulations) were followed both for the analysis and design. The effects of wind and seism were taken into consideration in accordance with the* Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad *(Federal Electricity Committee (CFE) Civil Works Manual). The structural concrete elements were verified in accordance with the ACI 318-95 American Standard.*

Because of its importance, the building was assumed to belong to group A, in accordance with the definition of the CFE Civil Works Manual, and the live loads proposed by the RCDF and the dead loads shown in Table 1 were used for the calculations.

It was considered that the accidental loads that the structure will be subject to are wind and earthquake. In terms of soil type, the structure is situated in an A seismic area and on type I soil (solid terrain) in accordance with the CFE Manual, which proposes a design spectrum for use with the modal-spectral dynamic mode, with Ta = 0.2 sec, Tb = 0.6 sec, C = 0.12 (group A structure) and r = 0.5. The structure was considered irregular, using Q = 2 as seismic behaviour factor. For the wind design, the structure was considered flexible and sensitive to the dynamic effects of gusts, using a basic 170 km/hour wind speed which, multiplied by the corresponding amplifying factors, gives a design speed of 229 km/hour.

The period of the first mode is 4.065 sec, and the second period is 3.028 sec. The first period related to the building's rotation is the fifth mode, with a period of 0.969 sec (Fig. 12).

With regard to operational limit states, it can be stated that the relative displacement between two consecutive levels is no greater than 0.006 times the floor-to-floor height in the office area and 0.012 times in the apartment area, the latter due to a reduction in the section of the service cores in this block of levels. Experience in the design of post-tensioned slabs shows that by limiting maximum deflection and when the total dead load and maximum live load act at a value of 1/800 of maximum span, floor systems are obtained where vibration is imperceptible or are not uncomfortable for people.

With regard to ultimate limit states, the plaza area and car parks have been designed in accordance with RCDF specifications and their NTC. The concrete cores have been verified as concrete columns, with a hollow section, calculating the interaction diagrams for their geometry, in accordance with the RCDF and ACI 318-95, using the load combinations required by these two sets of regulations. All the post-tensioned slabs were designed in accordance with the specifications of chapter 7 of the RCDF Complementary Technical Regulations for the design of concrete structures.

5. CONSTRUCTION PROCESS

The structural project was carried out so as to make it possible to have different fronts open simultaneously, minimizing execution time to the maximum and enabling the construction process to be performed without any problems. The most representative stages of the construction process are indicated in the diagrams shown below and in Figures 13 and 14.

(CFE). La verificación de los elementos de hormigón estructural se ha realizado de acuerdo con la Norma Americana ACI 318-95.

Por su importancia se ha asumido que la estructura pertenece al grupo A, según la definición del Manual de Obras Civiles de la CFE, habiéndose utilizado para el cálculo las cargas vivas propuestas por el RCDF y las cargas muertas que se muestran en la Tabla 1.

Se ha considerado que las acciones accidentales a las que se verá sometida la estructura son las de sismo y viento. De acuerdo con el tipo de suelo, la estructura se localiza en la zona sísmica A y en suelo tipo I (terreno firme) según el manual de la CFE, que propone un espectro de diseño para usarse con el método dinámico modal-espectral con Ta = 0,2 seg., Tb = 0,6 seg. C = 0,12 (estructura grupo A) y r = 0.5. La estructura se ha considerado como irregular, usándose un factor de comportamiento sísmico de Q = 2. Para el diseño por viento se ha considerado la estructura como flexible y sensible a los efectos dinámicos de ráfagas, utilizándose una velocidad básica de viento de 170 km/hora que, al ser multiplicada por los factores de amplificación correspondientes, da una velocidad de diseño de 229 km/hora.

El periodo fundamental de vibración es de 4.065 seg. y el segundo periodo es de 3.028 seg. El primer periodo relacionado con la rotación del edificio es el quinto modo, con un periodo de 0.969 seg. (Fig. 12).

En lo referente a estados límites de servicio se puede afirmar que el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos no excede 0,006 veces la altura del entrepiso en la zona de oficinas y 0,012 veces en la zona de apartamentos, esto último debido a la reducción de la sección de los núcleos de servicio al entrar a este bloque de niveles. La experiencia que se tiene en el diseño de losas postesadas es que, al limitar la deflexión máxima actuando el total de la carga muerta y la carga viva máxima a un valor 1/800 de la luz máxima, se obtienen sistemas de piso cuya vibración es imperceptible o no es molesta para las personas.

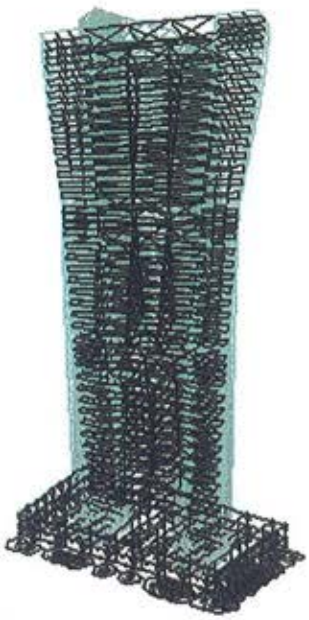
Por lo que respecta a los estados límites últimos, la zona de plaza y estacionamientos han sido diseñados de acuerdo con las prescripciones del RCDF y sus NTC. Los núcleos de servicio se han verificado como columnas de hormigón, de sección hueca, calculando los diagramas de interacción para su geometría, de

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Modelo de la torre utilizado en el análisis estructural del conjunto
Model of the tower used in the structural analysis

Primer modo de vibración
(Período = 4.065 seg)
1st mode (Period = 4,065 sec)

Segundo modo de vibración
(Período = 3.028 seg)
2nd mode (Period = 3,028 sec)



Quinto modo de vibración
(Período = 0.969 seg)
Fifth mode (Period = 0,969 sec)

Figura 12. Análisis modal.
Fiogure 12. Modal analysis.

Tabla 1. Sobrecargas verticales consideradas en el cálculo
Table 1. Superimposed vertical loads considered in the calculation

Losa *Slab*	Carga Muerta *Dead load*	Carga Viva máxima *Maximum live load*	Carga Viva instantánea *Instantaneous live load*
Estacionamiento *Car park*	4500 N/m²	2500 N/m²	1000 N/m²
Oficinas *Offices*	6150 N/m²	2500 N/m²	1800 N/m²
Apartamentos *Apartments*	6150 N/m²	1700 N/m²	900 N/m²
Azotea *Roof*	6000 N/m²	1000 N/m²	700 N/m²

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

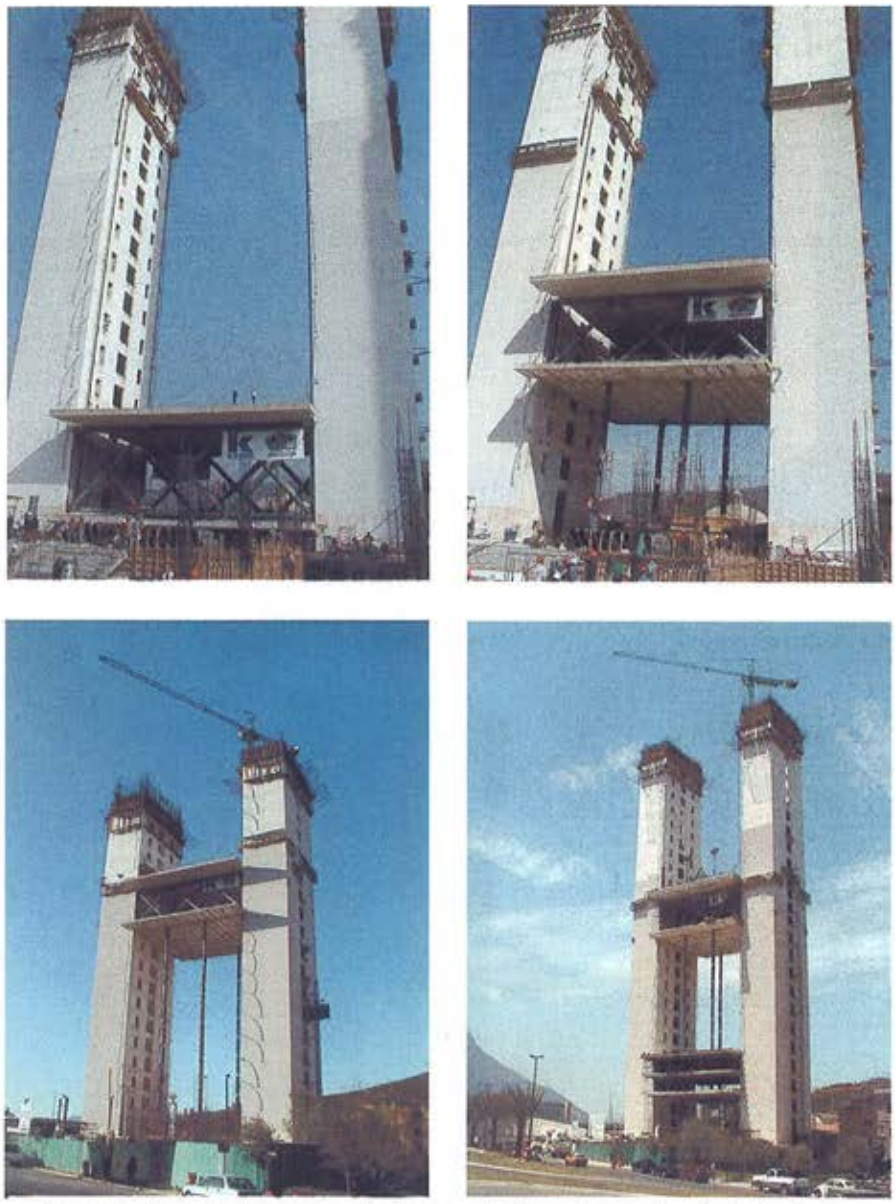


Figura 13. Izado de la primera estructura-puente, formada por el conjunto de jácenas metálicas y dos forjados. La última imagen corresponde a la construcción de los primeros forjados colgados.

Figure 13. Lifting of the first bridge structure, made of two steel trusses and two floor slabs, as a whole. In the last picture, there are three floor slabs hung from the bridge structure.

6. CONSIDERATIONS ON THE STRUCTURAL SYSTEM CARRIED OUT AND ITS FUTURE APPLICATION FOR THE CONSTRUCTION OF EXCEPTIONAL BUILDINGS

The Dataflux Tower was conceived using for the first time the ***"S/S/S"*** *system (Structural Section System) designed by Postensa, in which the total weight of the building is divided into sections according to the number of stretches into which the height of the building is divided.*

The ***"S/S/S"*** *building is sustained by two or more pairs of large* concrete homogenized stays, *making use of the walls of the service cores, whose load capacity has slack. These cores form part of the building superstructure and the horizontal elements that complete the frames are* steel bridge structures *every 10 or more levels in accordance with the demands of the project.*

From each of these bridge structures are suspended ten or more intermediate levels supported by columns-stays and by the cores. The total load of this structural section is channelled through the concrete cores to the foundations.

The columns-stays have a structural steel-concrete-pre-stressing steel section, *and are subjected to permanent compression stresses to create low-strain homogenized stays. The intermediate levels are made of post-tensioned*

acuerdo con el RCDF y con el ACI 318-95, utilizando las combinaciones de carga que solicitan estos dos reglamentos. Todas las losas postesadas se han diseñado de acuerdo con lo establecido en el capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras de hormigón del RCDF.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proyecto estructural se ha realizado de forma que fuese posible la existencia de frentes simultáneos, minimizando el tiempo de ejecución al máximo y permitiendo que se desarrollase sin problemas el proceso de construcción, cuyas fases más representativas se indican en los esquemas mostrados a continuación y en las Figuras 13 y 14.

6. CONSIDERACIONES ACERCA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DESARROLLADO Y SU APLICACIÓN EN EL FUTURO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS SINGULARES

La torre Dataflux ha sido concebida, utilizando por primera vez el sistema ideado por Postensa **"S/E/S"** (Sistema Estructural por Secciones), en el cual el peso total del edificio se secciona según el número de tramos en que se divide la altura del edificio.

El edificio **"S/E/S"** es sostenido por 2 o más pares de grandes *tirantes homogeneizados de hormigón*, aprovechando los muros de los núcleos de servicio, cuya capacidad de carga es holgada. Estos núcleos forman parte de la superestructura del edificio y los elementos horizontales para completar los marcos, son *estructuras puente metálicas* de gran canto cada 10 o más niveles según lo demande el proyecto.

De cada una de estas estructuras puente se cuelgan 10 o más entrepisos cuyo soporte son columnas-tirantes y los propios núcleos. La carga total de esta sección estructural se canaliza por los núcleos de hormigón a la cimentación.

Las columnas-tirantes son de *sección mixta acero estructural-hormigón-acero de pretensado* sometidas a esfuerzos de compresión permanentes para crear tirantes homogeneizados de baja deformación. Los entrepisos son de hormigón postesado para facilitar su unión con los núcleos y salvar los grandes vanos con poco peso y canto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

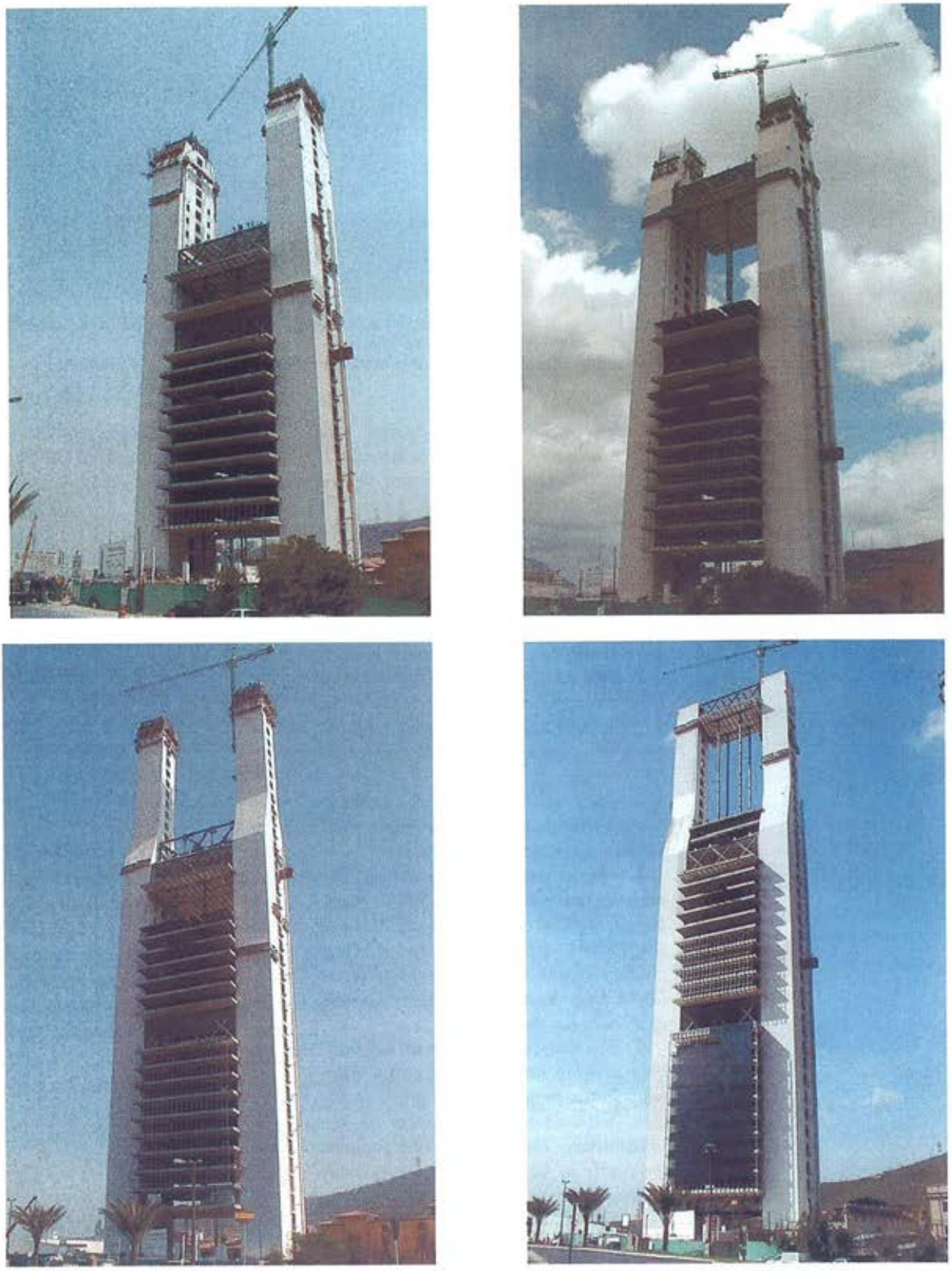


Figura 14.- Imágenes de varias fases de construcción, en las que puede apreciarse la simultaneidad de operaciones de obra (construcción de núcleos de hormigón, izado de conjunto de estructura-puente, construcción de forjados colgados, montaje de cerramiento, formado por muro-cortina, etc.)

Figure 14. View of some construction phases. It is able to realize the simultaneity of the activities of the work (construction of concrete cores, lifting of the bridge structure, construction of the hung slab floors, façades, etc).

El sistema **"S/E/S"** puede ser repetido tantas veces cuantas convenga a la altura del edificio, obteniéndose las siguientes cualidades positivas:

1. Las columnas-tirantes están compuestas de acero de pretensado, hormigón y acero estructural cuyo comportamiento es el de una *columna homogeneizada*, de reducida sección transversal, en toda la altura del edificio.

2. Debido al sistema constructivo desarrollado, existe una *planta totalmente libre de columnas* en cada sector (Fig. 15), que se utiliza como lobby de distribución, auditorio u otro uso que demande espacios abiertos.

concrete in order to facilitate their connection to the cores and to save the large, but light and thin, spans.

*The **"S/S/S"** system can be repeated as many times as are suitable for the height of the building, and results in the following positive qualities:*

1. The columns-stays are composed

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 15. Una planta con excepcional diafanidad. En el espacio comprendido entre los núcleos de hormigón no existe un solo elemento estructural vertical (Tirante o pilar).
Figure 15. Floor with an unusual diaphanous space. The whole area between concrete cores is free of columns.

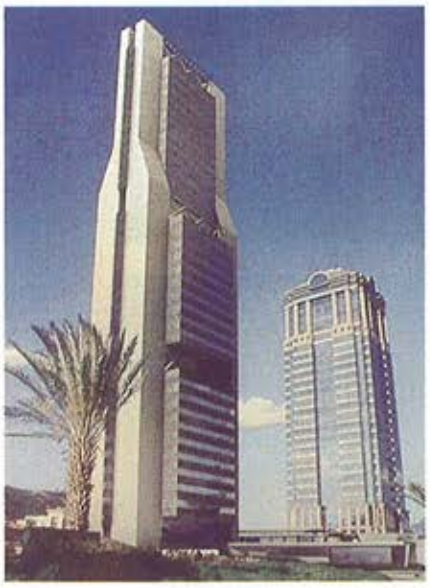


Imagen virtual (Proyecto).
Virtual view (Design).

Imagen real. En construcción. Octubre, 1999.
Real view, under construction, October, 1999.

Figura 16.
Figure 16.

of high strength steel, concrete and structural steel, and their behaviour is that of a homogenized column *with a small transversal section, over the whole height of the building.*

2. Thanks to the construction system used, there is one floor completely free of columns *in each sector (Fig. 15), which is used as a lobby, auditorium or for any other use requiring open spaces.*

3. The area occupied by the columns *is no more than 0.28% of the area of the intermediate levels, compared with the 3% to 4% that a tower would require for its columns.*

4. The spans *between columns (homogenized stays) can be from 8 to 17 m, using post-tensioned slabs.*

5. The car parks *in the basements are constructed with small columns, since they do not have to support the loads of the towers. The modulation of these columns can be different from that of the tower to provide maximum functional efficiency for the car parks.*

6. The vertical supports of the building are the large service cores, allowing for an important saving in structuring, *with no negative effects on the other areas. The cores can be reduced gradually in size as vertical communications decrease and the tower rises.*

7. The construction procedure is repetitive, *extraordinarily fast and economic, compared to usual procedures.*

7. "DATAFLUX" TOWER. EXECUTION OF PROJECT AND CONSTRUCTION (Fig. 16)

Architect: *Agustín Landa*

Structural design and construction process: *Pablo Cortina and José Antonio Llombart*

Contractor: *KRONE – POSTENSA*

Developer: *Internacional de Inversiones, S.A. de C.V.*

The construction was completed in 2000.

3. El *área ocupada por las columnas* es tan pequeña como el 0,28% del área de los entrepisos, comparada con 3 a 4% que una torre alta utilizaría en sus columnas.

4. Las *luces* entre columnas (tirantes homogeneizados) pueden ser de 8 a 17 m, utilizando forjados postesados.

5. Los *estacionamientos* en los sótanos se construyen con columnas pequeñas, ya que las cargas de la torre no serán soportadas por ellas. La modulación de dichas columnas puede ser diferente a las de la torre para la máxima eficiencia funcional a los estacionamientos.

6. Los soportes verticales del edificio son los núcleos de servicios de gran dimensión permitiendo una importante *economía en la estructuración,* sin entorpecer el resto de las áreas. Los núcleos pueden disminuirse paulatinamente al ir disminuyendo las comunicaciones verticales a medida que crece la torre.

7. El *procedimiento de construcción es repetitivo,* extraordinariamente rápido y económico, comparado con los procedimientos usuales.

7. TORRE "DATAFLUX". REALIZACIÓN DEL PROYECTO Y OBRA (Fig. 16)

Arquitecto: Agustín Landa

Diseño estructural y proceso constructivo: Pablo Cortina y José Antonio Llombart

Entidad Constructora: KRONE – POSTENSA

Promotor: Internacional de Inversiones, S.A. de C.V.

La construcción se ha completado en el año 2.000.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

FASES DE REALIZACIÓN

1. Solar, antes del inicio de la obra.

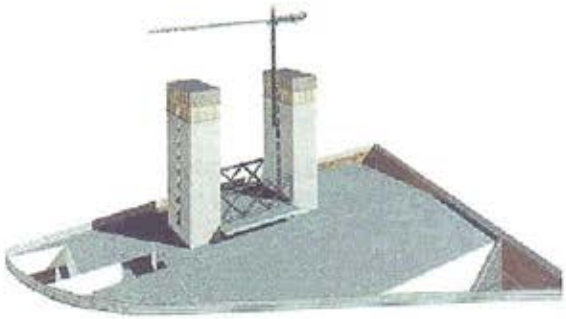
1. Ground, at the beginning of the work.

2. Excavación. Construcción de losa de cimentación, pilares y forjados de sótanos para aparcamientos y arranque de los 2 núcleos de hormigón.

2 Excavation. Construction of foundation slab, columns and basement floors for parking lots and starting of the 2 concrete cores.

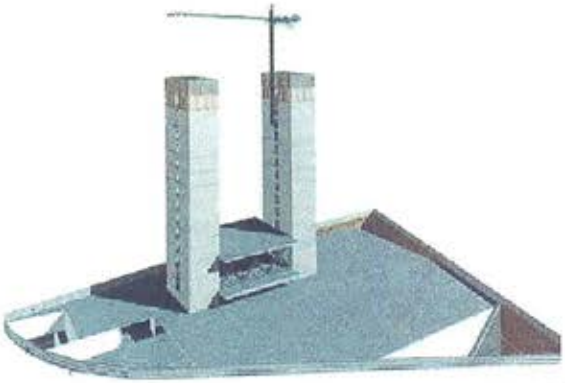
3. Se inicia la construcción de los 2 núcleos de hormigón, con encofrado trepante. Este proceso se mantiene de forma ininterrumpida hasta que se alcanza la coronación del edificio.

3. Beginning of the construction of the 2 concrete cores, with climbing forms. This process was kept of uninterrupted manner until that reach the top of the building..



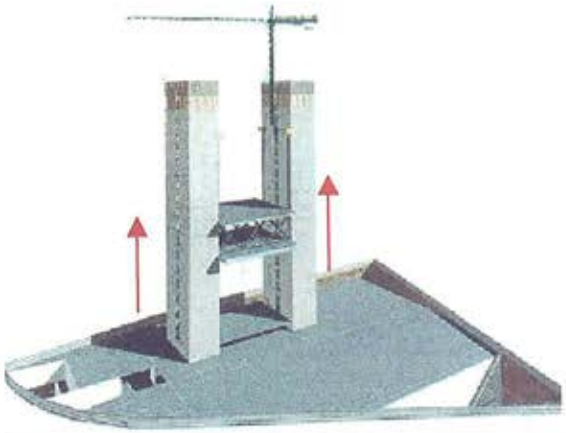
4. Construcción sobre tierra firme, de un forjado y de la estructura metálica (1ª fase), unidos entre sí mediante barras Dywidag de cuelgue.

4. Construction, on the ground, of a floor slab and of the steel trusses (1st. phase), attached each other by means of Dywidag bars.



5. Construcción de un forjado, directamente apoyado sobre la estructura metálica.

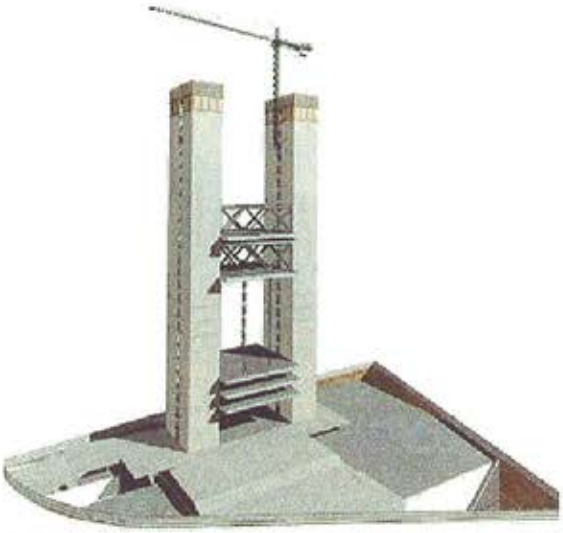
5. Construction of a floor slab, directly supported over the steel trusses.



6. Izado, mediante cables de pretensado dispuestos verticalmente, del conjunto formado por la estructura metálica (1ª fase) y los dos forjados citados anteriormente.

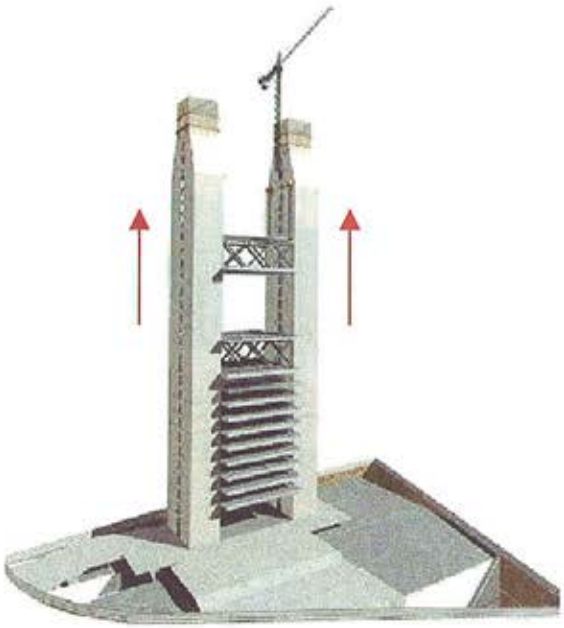
6. Lifting, by means of prestressing cables, disposed vertically, of the steel trusses and the two floor slabs, as a whole.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025



7. Anclaje de la estructura metálica a los núcleos de hormigón, mediante barras Dywidag.
Construcción simultánea de:
- Forjados inferiores (sobre cimbra), colgados de la estructura metálica (1ª fase).
- Montaje de la estructura metálica (2ª fase) sobre el forjado que descansa sobre la estructura metálica de la 1ª fase.

7. Structural connection between the steel trusses and the concrete scores, by means Dywidag bars.
Simultaneous construction of :
- *Lower floor slabs (over falsework), hung of the steel trusses (1st phase).*
- *Assembly of the steel trusses (2nd phase) over the floor slab that rests over the steel structure of the 1st phase.*



8. Repetición del proceso anteriormente descrito, para las fases posteriores (Conjunto formado por estructura metálica y 2 forjados).

8. Repetition of the process above mentioned (2nd steel trusses and two floor slabs, as a whole).

9. Construcción de los forjados colgados de la 2ª fase.

9. Construction of the floor slabs hung of the 2nd phase.

10. Se completa la construcción de forjados de la 2ª fase y se monta la estructura metálica de la 3ª fase. Sigue la construcción de los 2 núcleos de hormigón, con encofrado trepante.

10. Finishing the construction of the whole of the floor slabs (2nd phase) and assembly of the steel trusses of the third phase. Following the construction of 2 concrete cores by means of climbing forms.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

11. Se completa la construcción de los dos núcleos de hormigón.
Izado de la estructura puente (3ª fase).
Anclaje de las jácenas metálicas a los núcleos de hormigón con barras Dywidag

11. Finishing the construction of the two concrete cores. Lifting of the bridge structure (3rd phase). Assembly of the steel trusses to the concrete cores by means Dywidag bars.

12. Construcción de forjados colgados de la estructura metálica (3ª fase).

12. Construction of floor slabs hung of the steel structure (3rd phase).

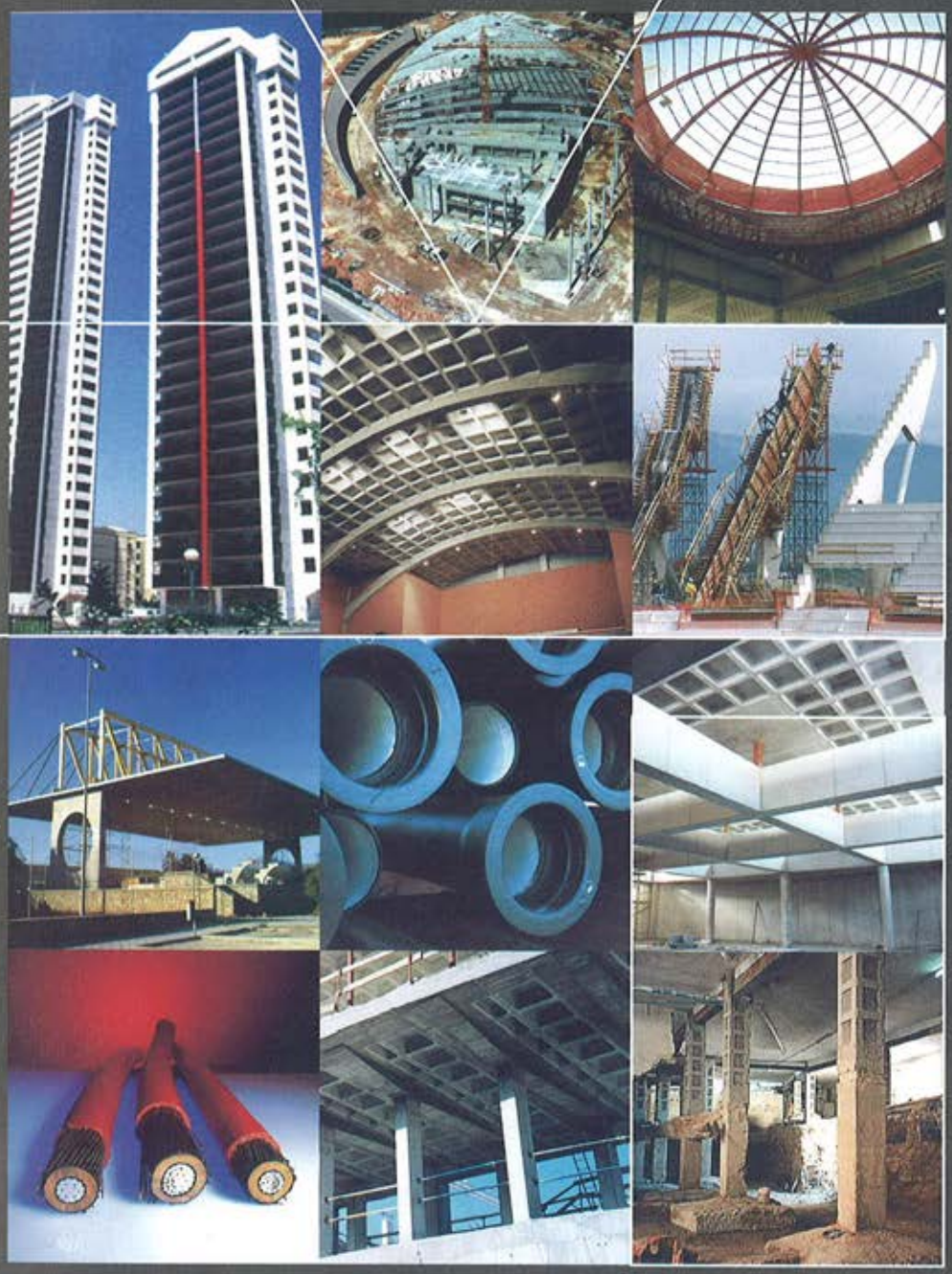
13. Se completa la construcción de todos los forjados. Tesado de tendones no adherentes, existentes en el interior de tirantes homogeneizados, desde los aparatos de anclaje vertical, situados en las estructuras metálicas.

13. Finishing the construction of all floor slabs. Prestressing of the unbonded tendons existing inside of the stays, from the devices of vertical anchorage, located on the steel structures.

14. Se completa la construcción del edificio. Elementos y acabados arquitectónicos: fachadas formadas por muros – cortina, instalaciones , acondicionamiento interior, etc.

14. Finishing the construction of the building. Elements and architectural details: Façades, walls, installations, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025



© CYPE Ingenieros, S.A.

www.cype.com

Arquitectura

Ingeniería

Cálculo de Estructuras

Patología

Dirección de Obra

Instalaciones

Contamos con más de 4.500 proyectos realizados y 20 millones de metros cuadrados de estructuras calculados. Nuestra gran experiencia en Estructuras de Edificación, Naves Industriales, Puentes, Obras Singulares... nos permite ofrecerle el producto y el servicio más depurado.

CYPE calcula proyectos de: Edificios de viviendas, Locales públicos, Hospitales, Aparcamientos, Puentes y Pasarelas, Edificios para Enseñanza y otras Obras Singulares.

Puede enviar sus datos a ingenieria@cype.com *y le informaremos de nuestros servicios de Ingeniería, Dirección de Obra, Patología e Informes, para Proyectos de Instalaciones y Urbanización:* instalaciones@cype.com

Ingeniería y Proyectos

Avda. Eusebio Sempere, 5 - 03003 ALICANTE - Tel. 965 92 25 50 - Fax 965 12 49 50 - infocype@.com

CYPE INGENIEROS
Estudios y Proyectos

Documento descargado

Ingeniería y arquitectura en las sencillas obras cotidianas

Engineering and architeture at the simple and usual buildings

Florentino Regalado Tesoro
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.

RESUMEN

El presente artículo trata de exponer y demostrar de forma sucinta y en base a la experiencia del autor con una serie de ejemplos, que la conjunción de la ingeniería y arquitectura planteada limpia y estrechamente en todos los procesos edificatorios, supondría una mejora sustancial del parque arquitectónico construido en nuestro país.

SUMMARY

This article tries to explain and show in a brief way and based on the authors's experience with a serie of examples, that the conjunction of engineering and architecture neatly expounded and closely linked in every building process, would suppose a substantial improvement of the architectural park built in our country.

1. INTRODUCCIÓN

Desde que partir del siglo XVII y de forma más patente, desde los comienzos del siglo XIX, se desgajara la figura del maestro que proyectaba, dirigía y en multitud de ocasiones hasta construía las obras, en dos figuras con un significado y contenido claramente diferenciado bajos las titulaciones respectivas de arquitecto e ingeniero, mucho se ha escrito sobre el papel que juega cada cual en todo proceso constructivo.

Las pequeñas o grandes vanidades de cada profesión, y alguna que otra mezquindad, siempre han estado patentes en mayor o menor medida a lo largo de la historia de la construcción entre la ingeniería y la arquitectura, desde que ambos conceptos nacieran por la imposibilidad física de abordar los conocimientos que actualmente demanda la construcción de un edificio por muy sencillo que parezca.

No obstante, y a pesar de leyes tan retrógradas como la actual Ley de Ordenación de la Edificación Española, claramente partidista del mundo de la Arquitectura en menoscabo de la Ingeniería, la propia sociedad demanda y están consiguiendo de forma lenta pero imparable, que ambas profesiones se dejen de zarandajas y establezcan de forma real y práctica un territorio de concordia, donde uniéndose los conocimientos específicos y complementarios de ambas profesiones, puedan alumbrarse nuevas obras con el valor añadido de lo mejor que puedan aportar de forma conjunta la ingeniería y la arquitectura, tanto en los grandes como en los pequeños proyectos.

Como ingenieros debemos admitir, no sin cierto pesar, que si bien lo anterior parece haberse conseguido con bastante plenitud en la mayoría de las naciones del mundo, en España, el camino, como diría A. Machado, todavía en el presente está sin acabar y debemos de construirlo caminando, pero caminando con ilusión y sabiendo que solamente contando con la ingeniería será posible hacer una buena arquitectura y sin lugar a dudas, también recíprocamente, la buena ingeniería tiene que contar con la visión que ofrece la arquitectura, en beneficio de las obras civiles que los ingenieros proyectamos y construimos, y que podrían mejorar sustancialmente con dicha visión.

No sé si será cierta la anécdota que ha llegado hasta nosotros, pero da igual y nosotros la contamos, porque demuestra

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

de manera muy expresiva, la verdad de lo expuesto en el párrafo anterior.

Parece ser que tras el diseño de la torre de Colserola por N. Foster, existían serias dudas sobre la viabilidad constructiva del proyecto tal y como se encontraba concebido arquitectónicamente. Cuando la empresa constructora NECSO y el Ingeniero de Caminos Julio Martínez Calzón se hicieron cargo de la obra y este último le explicara a Foster cómo se iba a sostener la torre y sobre todo, cómo se iba a construir paso a paso en un derroche de imaginación y conocimientos, parece ser que Foster exclamó algo parecido a lo siguiente:

¡Por fin ya sé que mi torre podrá ser construida!

Sin irnos a los grandes proyectos, las pequeñas obras cotidianas más o menos singulares, también ofrecen un amplio y vasto campo donde la conjunción de la Ingeniería y la Arquitectura, trabajando codo con codo, pueden originar construcciones acabadas con un cierto interés; y es éste el motivo y razón de ser del presente artículo, que pretende aportar y poner de manifiesto, con un conjunto de obras en las que tuvimos ocasión de participar y otros aspectos del mundo de la edificación, los resultados finales que pueden darse, cuando dicha colaboración se plantea de forma limpia en beneficio de la obra final.

2. CUBRICIÓN DE UNA PISTA POLIDEPORTIVA EN SAN VICENTE DEL RASPEIG (ALICANTE)

Comenzamos por una obra donde la intervención de la arquitectura fue mínima pero determinante en el resultado final y visual de la misma.

Cuando le presentamos el proyecto de cubrición y las pequeñas gradas laterales de una pista polideportiva al arquitecto municipal de San Vicente, D José M.ª Chofre, cuyo único condicionamiento era que no debía llevar cerramientos laterales de tipo alguno, se manifestó de forma entusiasta sobre la idea recogida en el mismo. No obstante, nos sugirió que los apoyos laterales de la cubierta, diseñados en forma de marcos rectilíneos, podían mejorar visual y sustancialmente, si se construían de forma circular.

El hacerle caso y aceptar su sugerencia creemos que fue un acierto tal y como se demuestra en el resultado final recogido en la Figura 1.

3. MARQUESINAS VOLADAS DE BAJO COSTE

No vamos a descubrir ahora las posibilidades que ofrecen los atirantamientos pasivos de bajo coste, pero creemos que unidos a las losas macizas de hormigón, permiten resolver de forma sencilla y muy simple las marquesinas de todos los tipos que inundan nuestros pueblos, aprovechando los escasos recursos constructivos que poseen los constructores locales.

Traemos a colación dos marquesinas de los tipos mencionados. La primera de ellas fue construida en el puerto de Alicante y, en nuestra opinión, hubiese quedado mejor si los planos de atirantamiento en vez de cuatro, hubiesen sido solamente dos, y colocados en el plano medio de las ménsulas, eliminándose así las interferencias visuales que originan los tirantes entre sí cuando se encuentran muy próximos. En esta ocasión la arquitectura no hizo caso de la ingeniería, y creemos que se equivocó (Figura 2).

La segunda de ellas es fruto de una colaboración plena entre el arquitecto E. Giménez y nosotros, tratando de dar a la plaza de Benejúzar un cierto aire de modernidad a un coste mínimo, empleando como tirantes finas cintas de aceros y perfiles de tamaño estricto, que materializándose físicamente en volu-

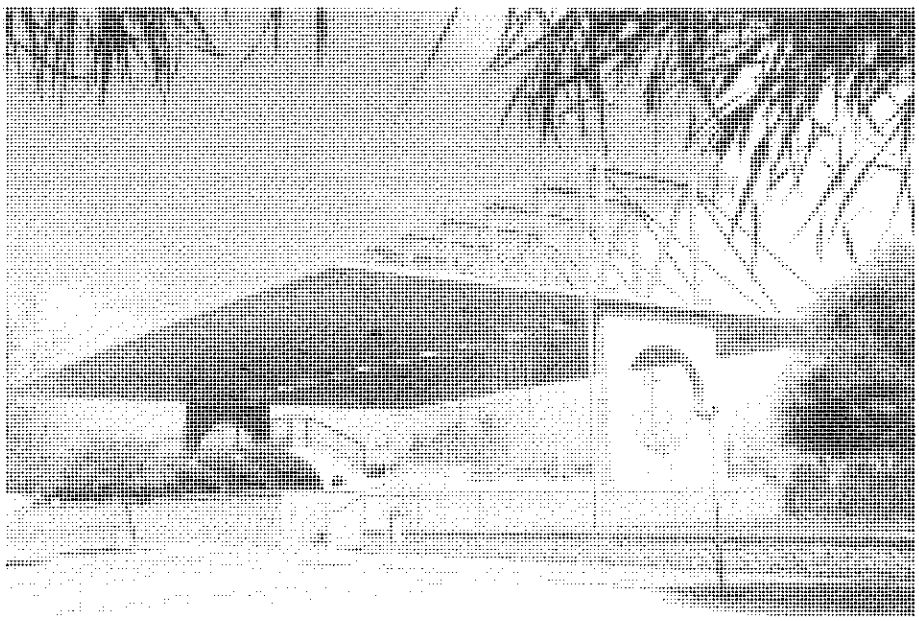


Figura 1. Pista polideportiva en San Vicente (Alicante) resuelta de una forma absolutamente original, al emplearse un forjado de 20 + 5 por primera vez de la forma y tamaño como se hizo (52 x 34).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

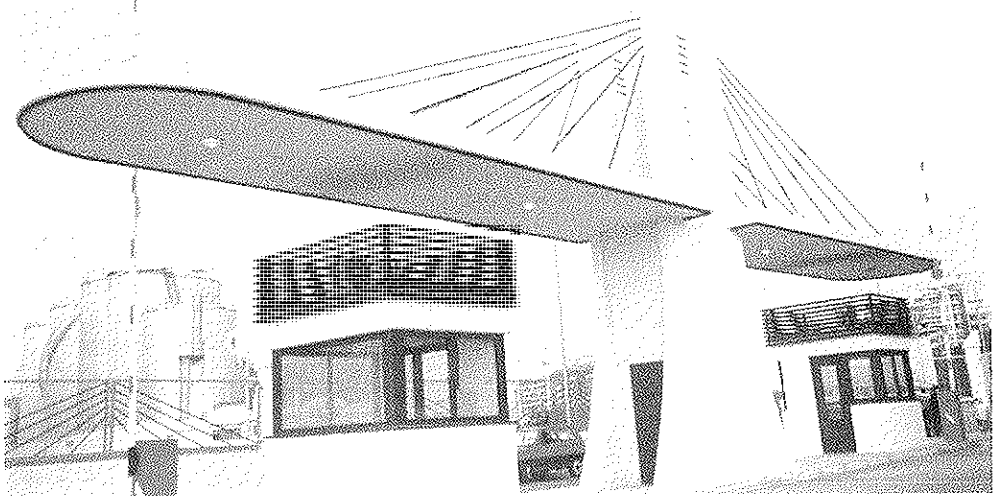


Figura 2. Marquesina volada y atirantada en el Puerto de Alicante, resuelta con una losa maciza de 20 cm. (Equipo de Arquitectura de Félix Palacio + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

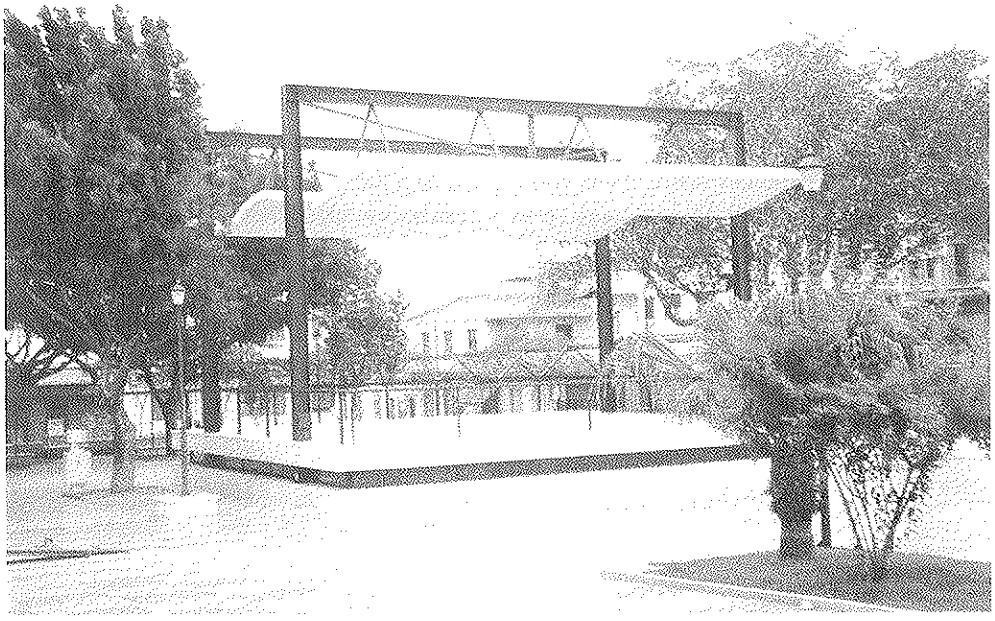


Figura 3. Marquesina alabeada de hormigón, suspendida de dos pórticos metálicos en Benejúzar (Alicante). (Arq. E. Giménez + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

men, no quitaran protagonismo a la fina losa de hormigón ondulado que suspendían (Figura 3).

4. ARCOS DE HORMIGÓN

Es un hecho incuestionable que las nuevas tecnologías constructivas están permitiendo la recuperación de los arcos en la ingeniería de los puentes; sin embargo, la arquitectura, que podría también aprovechar las nuevas posibilidades que ofrecen los encofrados modernos, le cuesta recuperar esta tipología estructural, si dejamos de lado los impactantes proyectos de S. Calatrava, que constituyen en sí mismos una galaxia inclasificable.

Adjuntamos en primer lugar, la solución que propusimos al arquitecto F. de Andrés, para resolver el techo de un espacio comercial de unos 18 metros de luz, que tenía que soportar una piscina y una zona lúdica en el interior de una manzana de viviendas. Unos arcos elípticos de 40 x 50 que ganan rápidamente altura y un techo nervado visto de hormigón, resolvían todos los aspectos arquitectónicos y funcionales del espacio creado, existiendo una simbiosis total entre la estructura resistente y la decoración plástica del mencionado espa-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

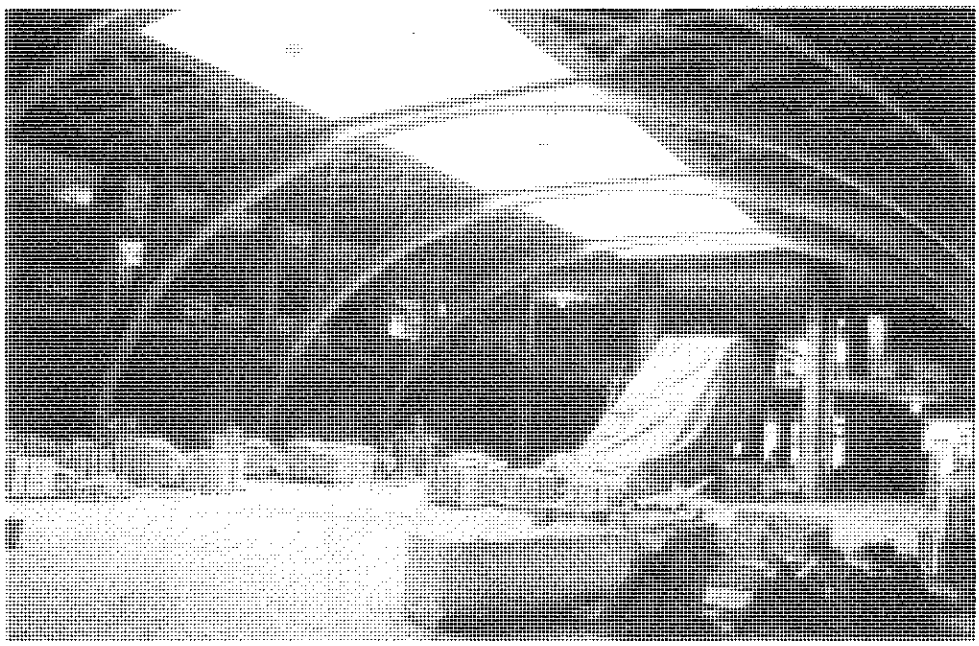


Figura 4. Multicentro de Alicante.
(Arq. F. de Andrés + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

cio. El resultado final, fruto de un sano plagio de la obra de Luigi Nervi, nos parece digno y aceptable, tal y como queda reflejado en la Figura 4.

Una bóveda de cañón reforzada con nervios de 30 x 50 cm, aligerada con casetones reticulares recuperables (20 + 5 cm) cubriendo unas luces de 16 m, fue el techo que elegimos, tras diversas alternativas, como solución para cubrir el salón de actos de la Casa de Cultura de Albatera, resolviendo de golpe la estética y la acústica de la sala sin salirnos del escaso presupuesto existente.

La estructura incorporada con pleno derecho y sin miedos al diseño arquitectónico, puede aportar valores añadidos de consideración en el resultado final de infinidad de obras, como la historia de la construcción pone de manifiesto, y en nuestra opinión, la sencilla Casa de Cultura de Albatera, también.

5. IGLESIAS Y CAPILLA

En línea con el párrafo último anterior, de todos es conocida la plasticidad tan impresionante que posee el hormigón, plegándose de todas las formas y maneras posibles a las expresiones formales simples o complejas, que la imaginación de los proyectistas puedan concebir.

Desde siempre nos ha gustado plantear en los proyectos arquitectónicos en los que hemos intervenido, las posibilidades

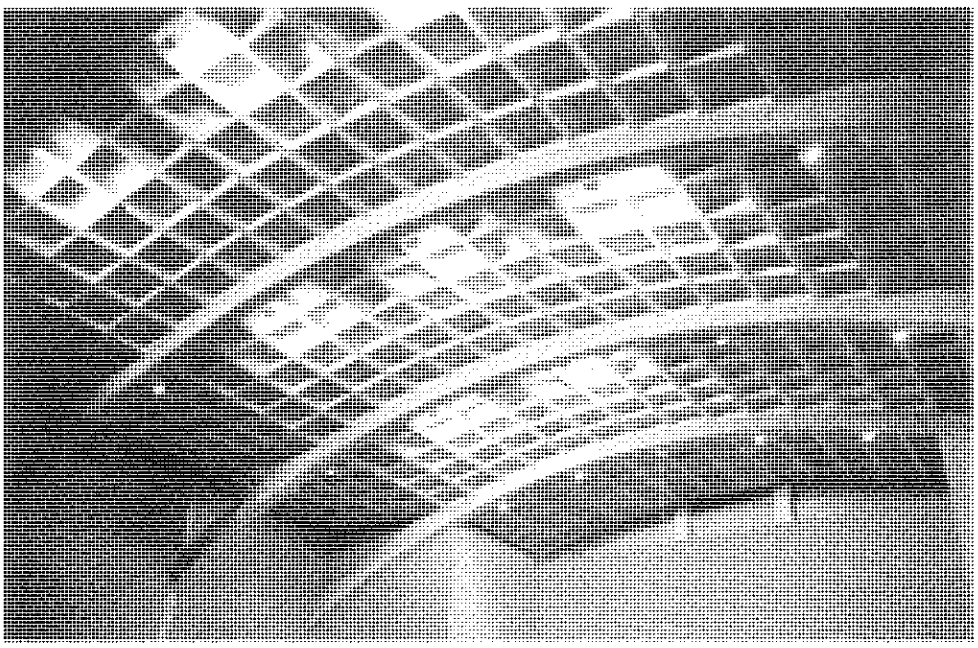


Figura 5. Casa de Cultura de Albatera (Alicante).
(Arqtos. E. Giménez y Javiero Gironella + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

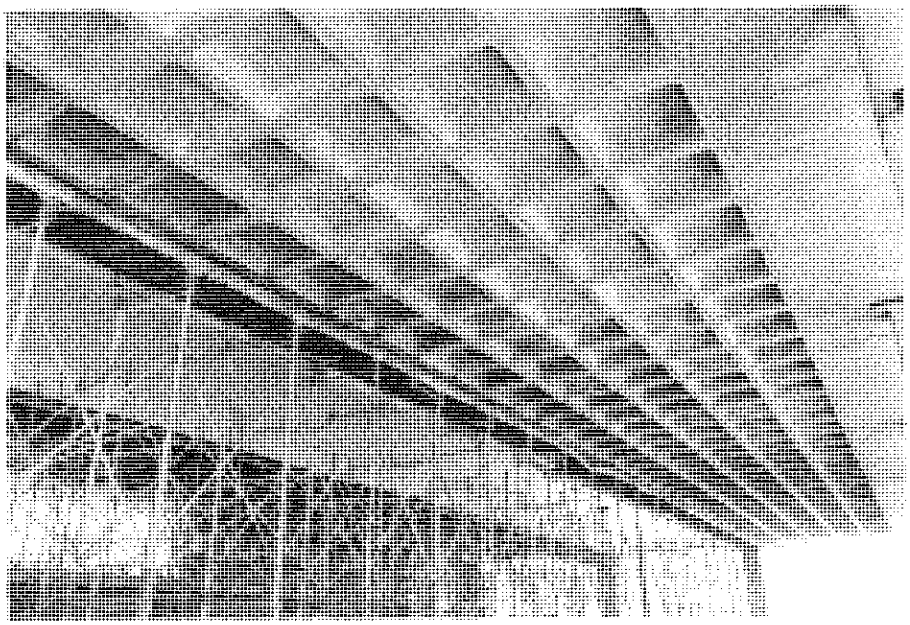


Figura 6. Techo reticular de una iglesia en Crevillente.
(Arqtos. J.A. Maciá y E. Manchón + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.).

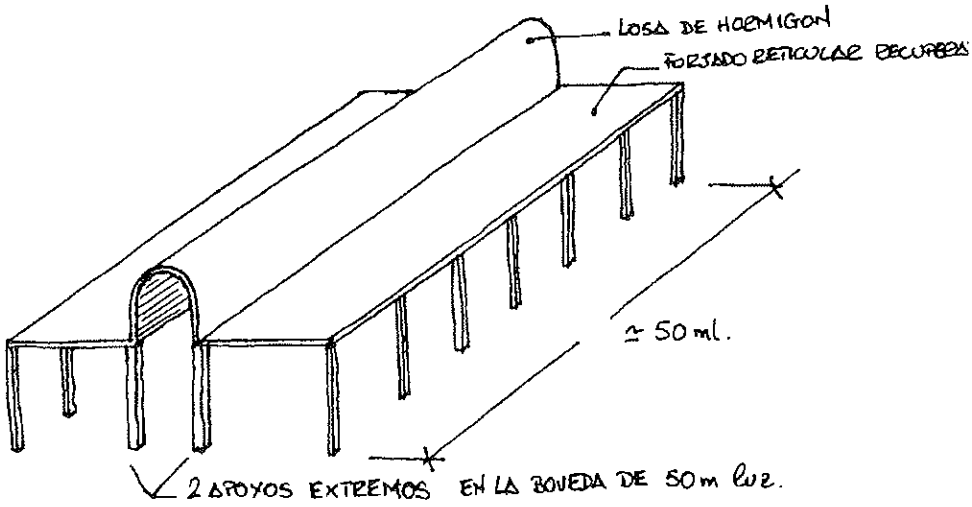


Figura 7. Esquema estructural de la Iglesia de Crevillente (Alicante).

visuales que ofrece el hormigón hecho estructura y arquitectura, siguiendo el camino abierto por los grandes maestros del mismo: Nervi, Torroja, F. Candela, Freyssinet, etc., en la plena certeza de que los resultados que se obtienen siempre serán aceptables y dignos, con muy poco riesgo de equivocarnos.

Recogemos tres obras en las que, en colaboración con los arquitectos, pudimos resolver las estructuras de dos iglesias y una capilla, jugando con las posibilidades arquitectónicas que ofrecen las oquedades de los forjados reticulares recuperables y unas geometrías macizadas en los techos, de tal forma que el conjunto ofreciera un aspecto visualmente agradable.

Aunque en la Figura 6 no se aprecia plenamente, la idea estructural de la cubierta de una de las iglesias consistió en plantear una bóveda central semicilíndrica, que puenteaba como viga la luz de 50 m que tenía longitudinalmente la única nave de la iglesia desde el altar hasta la entrada (Figura 7), sosteniendo en ambos laterales unos forjados reticulares que se suspendían de dicha bóveda y se apoyaban en los pilares laterales, que de esta forma pudieron construirse de 40 x 40 cm eliminándose así cualquier tipo de interferencia entre los mismos y los pasillos laterales de dimensiones muy estrictas.

La segunda iglesia construida en Benidorm, ofrece una panorámica más vistosa en su techo, aunque mecánicamente la idea de la iglesia anterior la sustituimos por dos vigas acusadas en el techo apoyadas en pilares muy esbeltos sobre neoprenos, con el objeto de no introducir a los mismos más que cargas verticales (Figura 8).

Quizás, la solución estética y estructural de la que nos sentimos personalmente más satisfechos, sea la de la capilla que pudimos proyectar y construir en el tanatorio de Elda.

La idea arquitectónica a respetar era la de tener que ajustarnos a un techo plano, configurando unos lucernarios triangulares en principio planteados de forma tímida y de

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

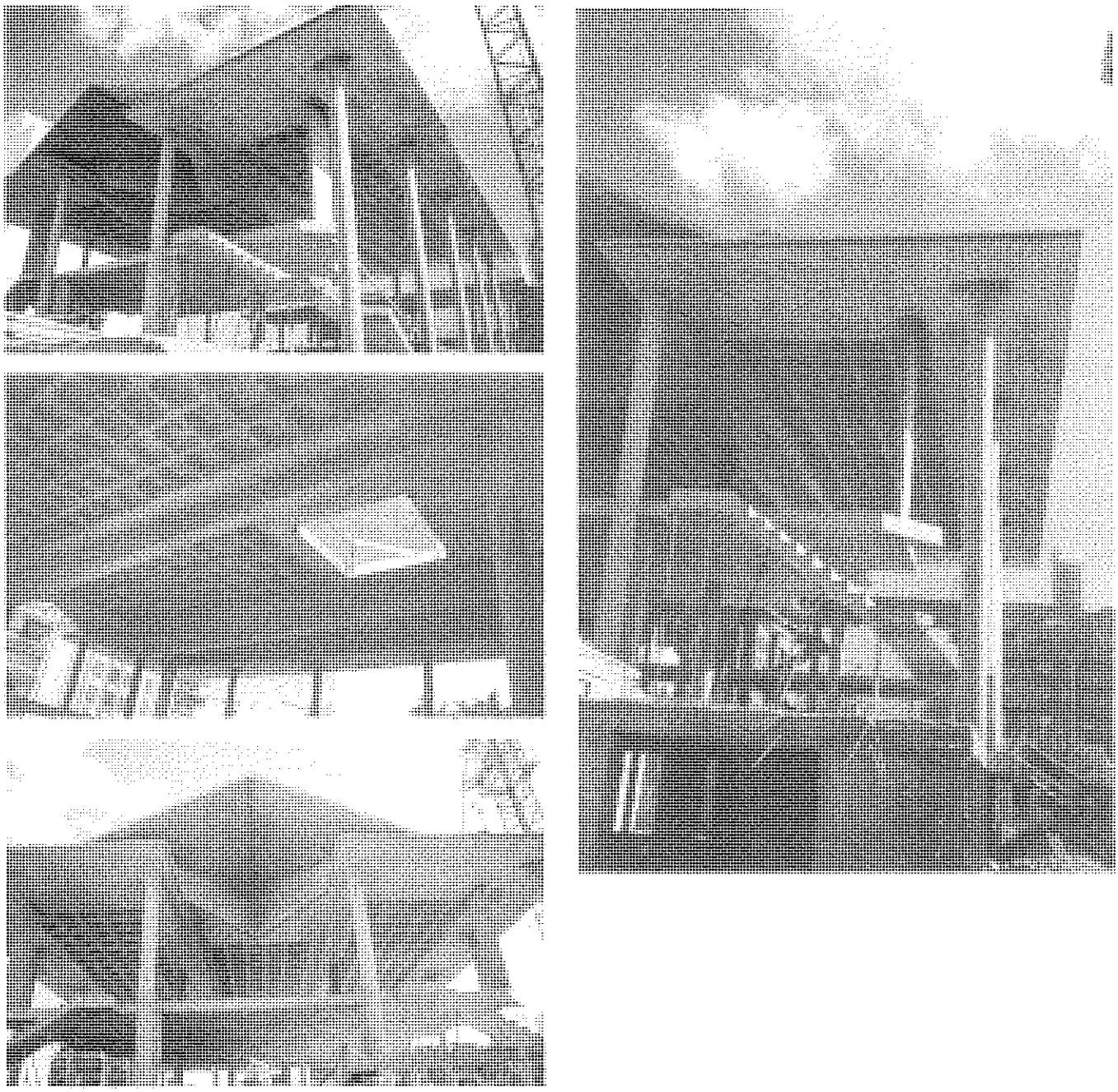


Figura 8. Composición visual de una iglesia de Benidorm
(Arq. Ricardo Yacer + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

escasa entidad, sobre un cilindro de hormigón de 20 m de diámetro.

Analizando el problema con el arquitecto, nos dimos cuenta de que aumentando la altura de los lucernarios podían introducirse en los planos de los mismos unos arcos bastante rebajados (tipo Bow-String), que mediante tirantes pasivos de perfiles convencionales podían suspender en la zona central los forjados reticulares que con un canto comercial de 40 + 5 cm, se apoyaban en el cilindro de hormigón perimetral (Figura 9).

6. APLICACIONES ARQUITECTÓNICAS DE LOS FORJADOS RETICULARES

Somos de la opinión, que algunos aspectos de los forjados reticulares y sus posibilidades expresivas arquitectónicas se encuentran desaprovechadas, pese a tener los mismos unas posibilidades estructurales, constructivas y estéticas, ciertamente notables.

Ya hemos visto anteriormente algunos resultados obtenidos con los forjados reticulares recuperables, pero a lo largo de la historia, el concepto de reticularidad y los espacios aligerados que se derivan de la misma, ha sido ampliamente utilizado con resultados brillantes.

Basta mirar sin excesiva profundidad el pasado lejano y próximo, para encontrar exponentes emblemáticos de las estructuras tan bellas y funcionales que pueden conseguirse mediante un hábil trazado de nervios que se cruzan, ya sea en un plano horizontal o vertical, transportando menores pesos, y consecuentemente, menores esfuerzos a las cimentaciones sin menoscabo apreciable de las resistencias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

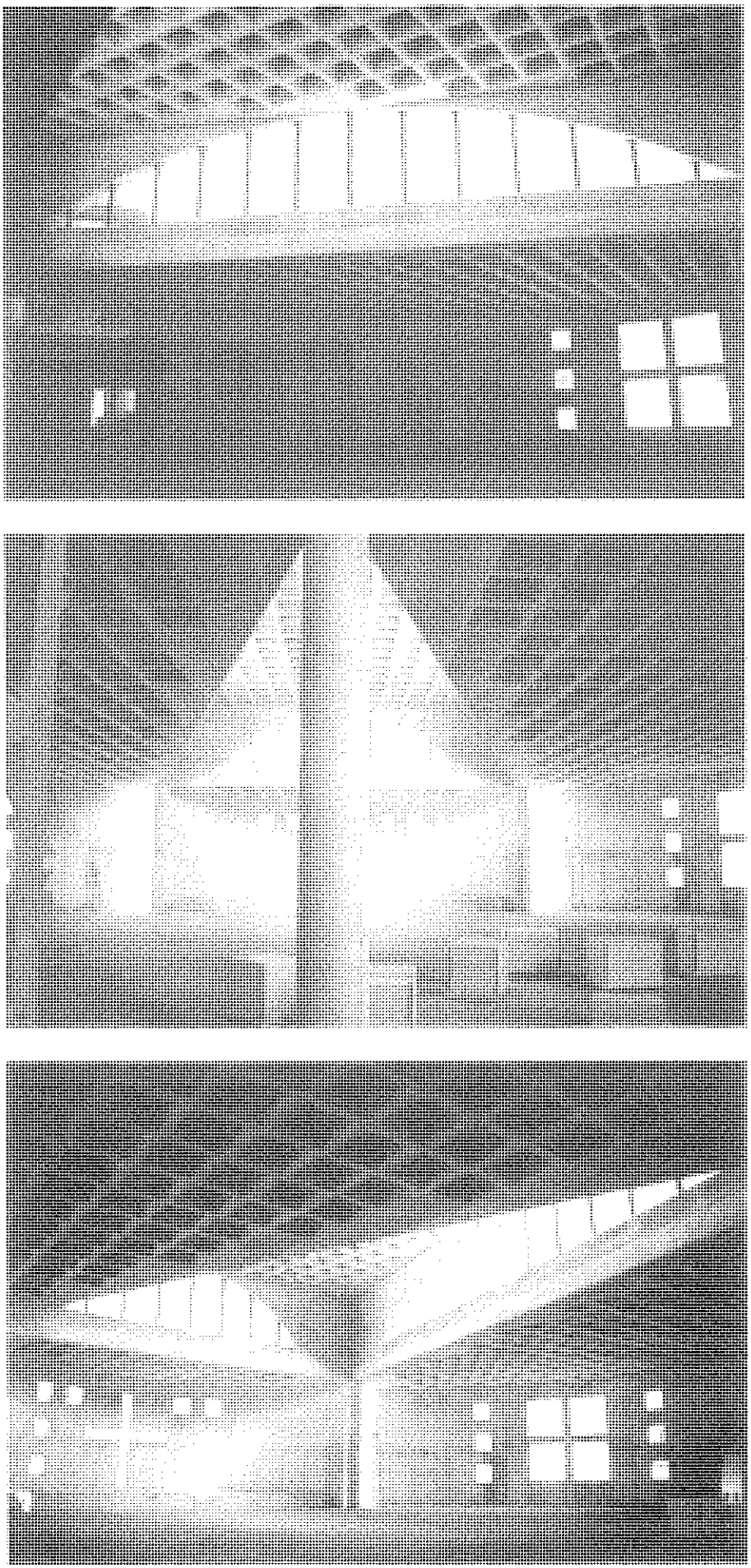


Figura 9. Capilla del Tanatorio de Elda (Alicante).
(Arq. Roberto García + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Ahí tenemos para demostrarlo la bóveda del Panteón de Roma, salvando la sorprendete luz de 40 m con su masa de hormigón romano aligerada, configurando tal vez una de las primeras losas reticulares curvas conocidas (Figura 10).

En las Figuras, 11, 12, 13 14 y 15, pueden verse algunas aplicaciones de los forjados reticulares y el concepto de la reticularidad, mostrando de forma desnuda y sin falsos techos, su propia idiosincrasia arquitectónica en obras de todo tipo.

7. LA ARQUITECTURA Y LOS HORMIGONES DE ALTAS RESISTENCIAS

La sencillez constructiva que ofrecen las estructuras de hormigón armado, especialmente en los nudos y geometrías complejas, pueden seguirse aplicando en proyectos donde por necesidades funcionales y económicas resulte obligado reducir el tamaño de los pilares a los mínimos que pueden derivarse de los proyectos de estructuras metálicas.

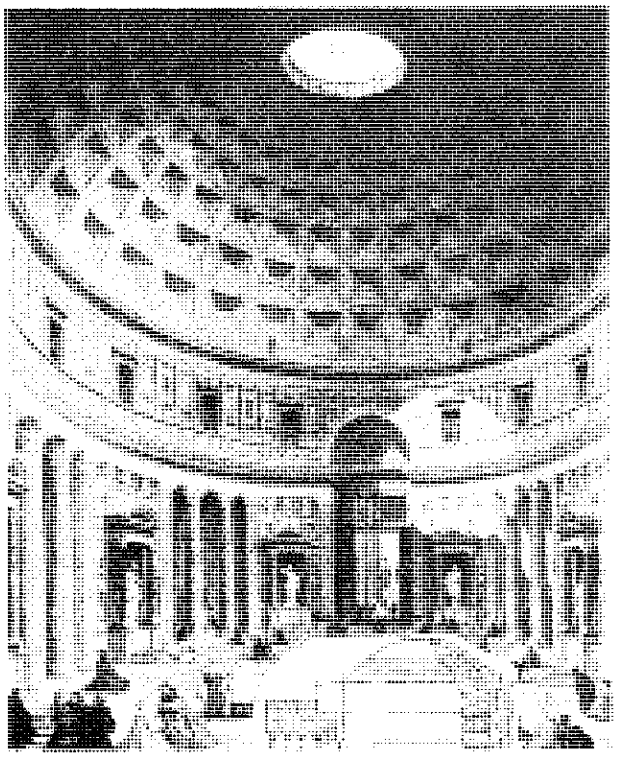


Figura 10. Panteón de Roma.

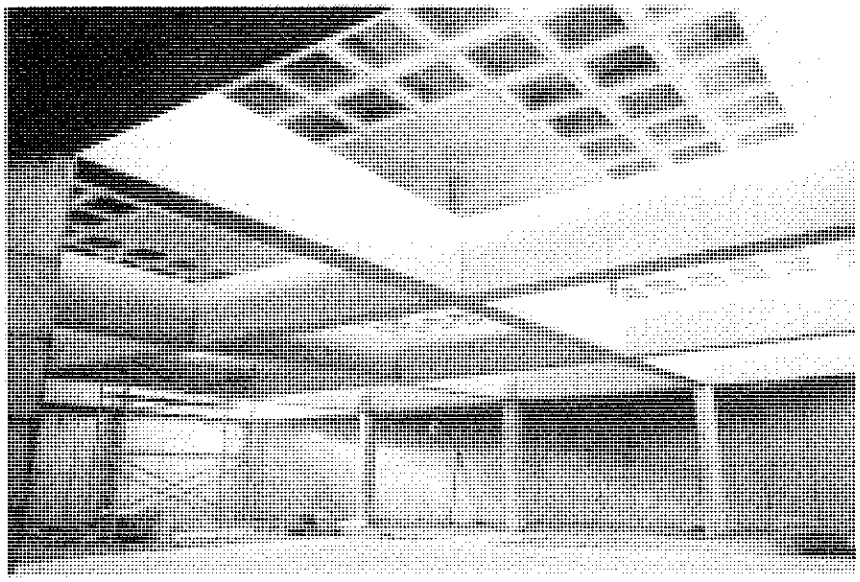


Figura 11. Salón de Actos del Parque Comarcal de Bomberos de Alicante: reticular sobre reticular.
(Arqtos. Rafael Pérez y Joaquín Maseres + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

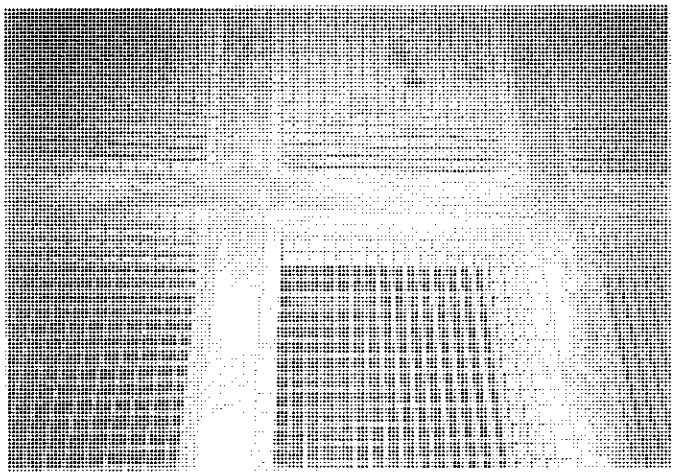


Figura 12. Rejillas reticulares sobre reticular, ventilando las plantas de un parking.

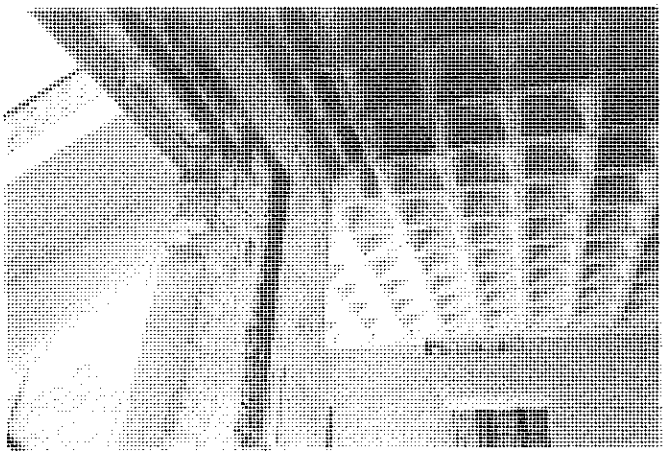


Figura 14. Reconversión del Hospital de Alciante en el Museo Provincial. (Ar1. Julián Esteban Chapapría + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.).

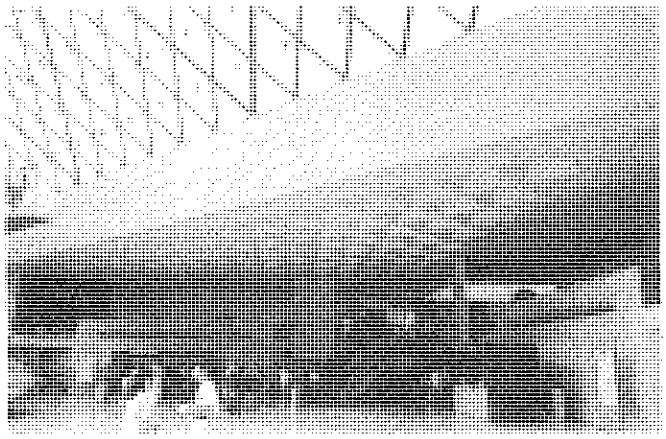


Figura 15. Forjado reticular bajo la polémica pirámide de cristal del Museo del Louvre - París.

Los hormigones de alta resistencia (F_{ck} > 50 MPa) constituyen una magnífica alternativa a las demandas arquitectónicas expuestas en el párrafo anterior.

Podemos afirmar que en el presente, cualquier constructor especializado en la construcción de estructuras, se encuentra preparado aunque ellos no lo sepan, para fabricar y poner en

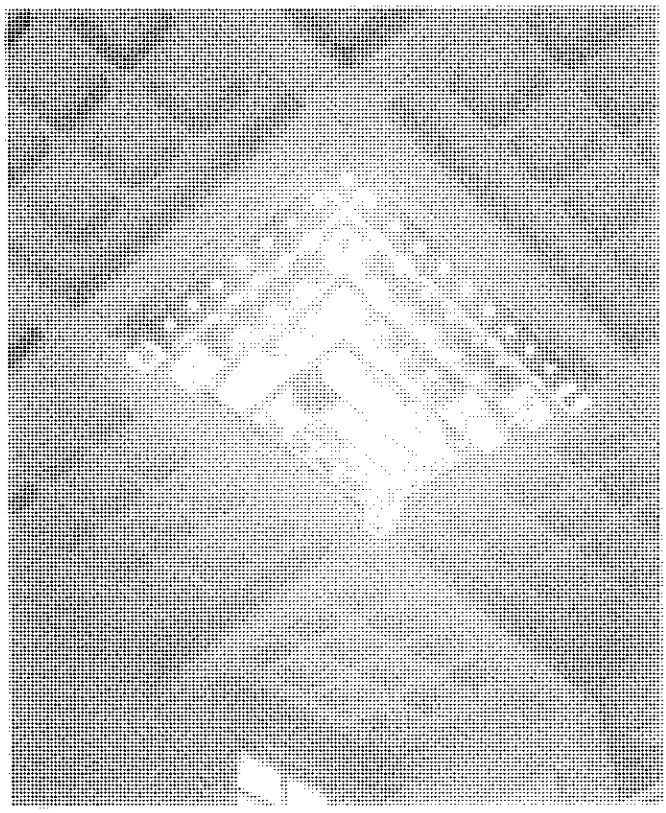


Figura 13. Reticularidad sobre reticularidad (Ecointer - Zaragoza).

obra hormigones de 60 y 70 MPa, sin problemas dignos de consideración.

Con el objeto de responder a un mayor aprovechamiento de las plantas arquitectónicas de edificios, que en nuestro caso superaban las 20 plantas, hemos proyectado y construido el Natura I en Alicante con un hormigón de 70 MPa, el Natura II con 60 MPa, una torre en Cullera de 25 pisos también con 60 MPa, y están en construcción en Benidorm cuatro edificios más, con idéntica resistencia.

Sin embargo, la aplicación de los hormigones de alta resistencia en la arquitectura e ingeniería buscando minimizar espesores y tamaños, no tienen porqué quedar reducida a las vigas prefabricadas de los puentes y los edificios de una cierta altura.

Pavimentos resistentes a la abrasión, parkings enterrados que demanden pilares que interfieran lo mínimo posible en las plazas de aparcamiento, losas postesadas en canto estricto, piezas expuestas a ambientes agresivos, etc... etc., pueden resultar aplicaciones cotidianas de este tipo de hormigones, si somos capaces de extender su aplicación fuera del ámbito estricto de la ingeniería especializada, y lo transportamos a la ingeniería y arquitectura de todos los días.

8. EDIFICIOS DE GRAN ALTURA

No existe en España una cultura específica sobre los edificios de gran altura, incluso en el Levante español donde resultan rutinarios los edificios que superan los veinte pisos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

En general, la filosofía de los diseños arquitectónicos de los edificios de altura, parte de los diseños tradicionales multiplicados por el número de plantas que las condiciones urbanísticas permitan construir, sin que los arquitectos se planteen definir una tipología específica adaptada a la naturaleza de estas construcciones.

Lo anterior plantea a veces problemas serios en el encaje de estructuras solventes, y capaces de dar una respuesta mecánica y económica razonable a la problemática estructural que generan los edificios de gran altura.

Por otra parte, la esbeltez tan elevada que poseen los edificios altos que se construyen Benidorm (Alicante) (nosotros hemos resuelto estructuras de edificios con esbelteces comprendidas entre 8 y 13), condiciona y, prácticamente, canaliza la tipología estructural con la que deben dotarse estas construcciones, al tener que cumplir dos requisitos básicos:

- Deben tener peso (forjados de tipo reticular o similar).
- Deben tener rigidez horizontal notable (pantallas)

Si existiese un mayor diálogo y colaboración entre la ingeniería y la arquitectura desde el primer instante que se hacen los bocetos previos de estos edificios, sin lugar a dudas y por experiencia propia sabemos, que los resultados estructurales ganarían en calidad y economía, al margen de que las distribuciones funcionales mejorarían notablemente.

Adjuntamos un conjunto de edificios de cierta altura construidos en Benidorm, que responden nítidamente a los dos requisitos básicos anteriormente mencionados.

9. LA ARQUITECTURA Y EL PRETENSADO

Si bien el uso del pretensado en la edificación española resulta habitual a través de las viguetas autoportantes y semiviguetas prefabricadas, resulta llamativa y patológica la ausencia prácticamente total que existe en el mundo de los proyectos arquitectónicos del hormigón pretensado con armaduras postesas.

Quizás porque no se enseñe adecuadamente en las escuelas de Arquitectura y de Ingeniería la tecnología constructiva y de proyecto que requiere el hormigón pretensado, lo cierto y verdad es que se está despreciando de forma increíble la potencia y el apoyo que podría suponer para el mundo de la edificación, la presencia y uso del pretensado en el mismo.

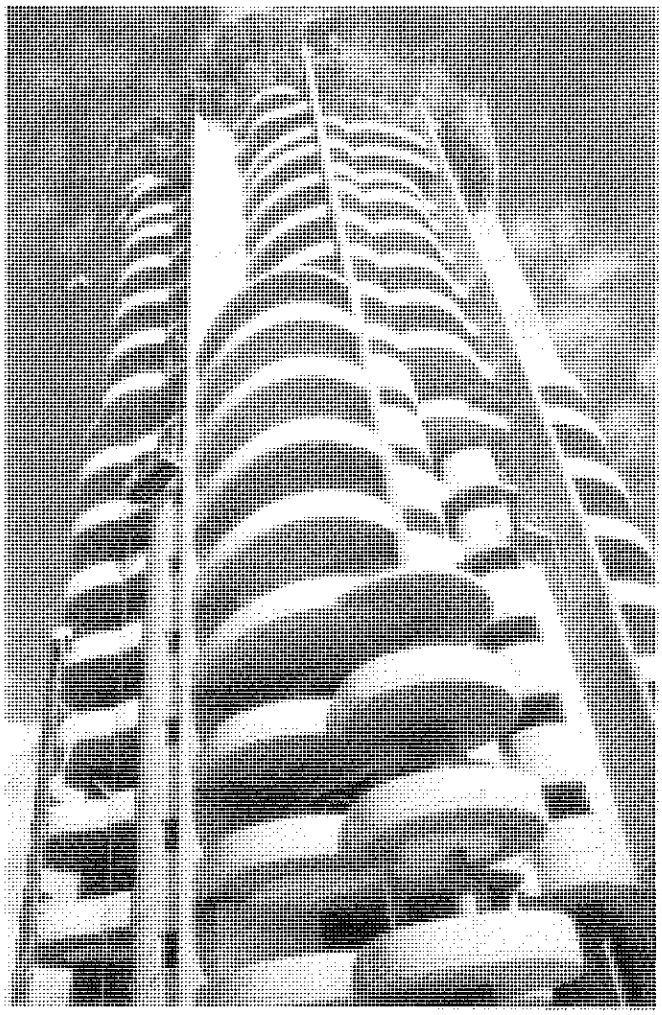


Figura 16. Torre Neguri-Gane (43 pisos).
(Arq. R. Pérez-Guerras + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.).

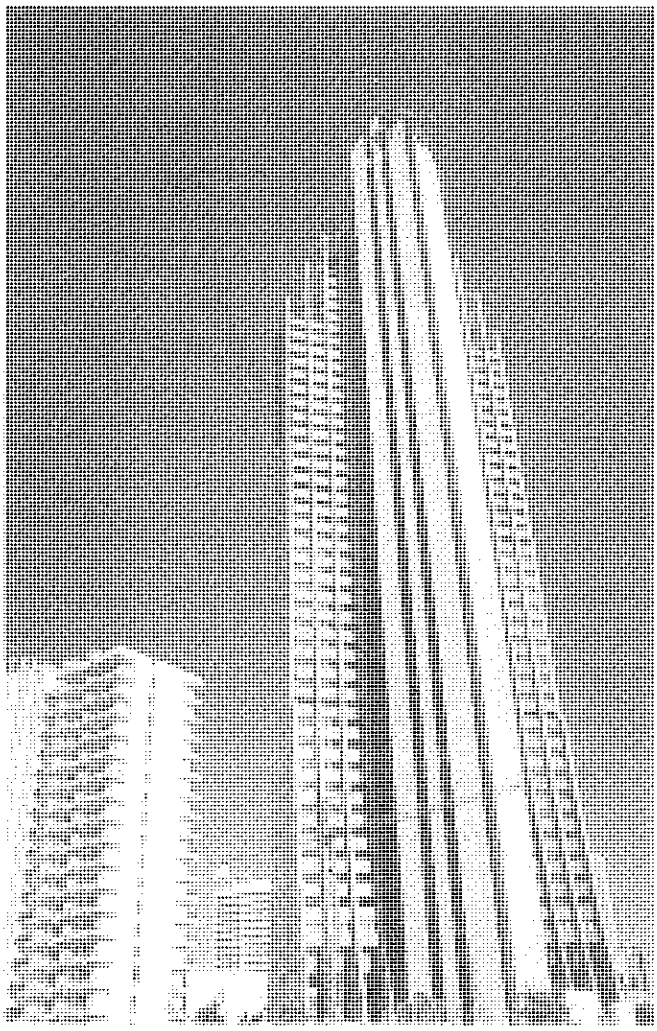


Figura 17. Bali III (52 pisos y record actual de altura en España).
(Arqtos. A. Escario, F. Sanchís y R. Luelmo + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 18. Torre Soinsa (42 pisos).
(Arq. J. Nombela + CYPE Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

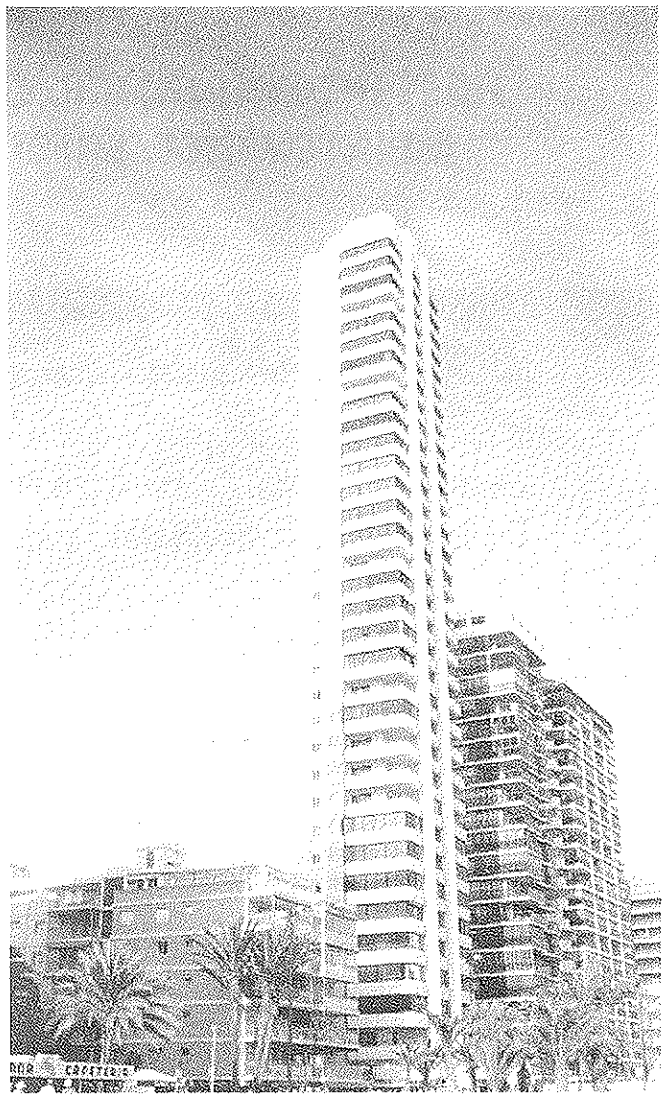


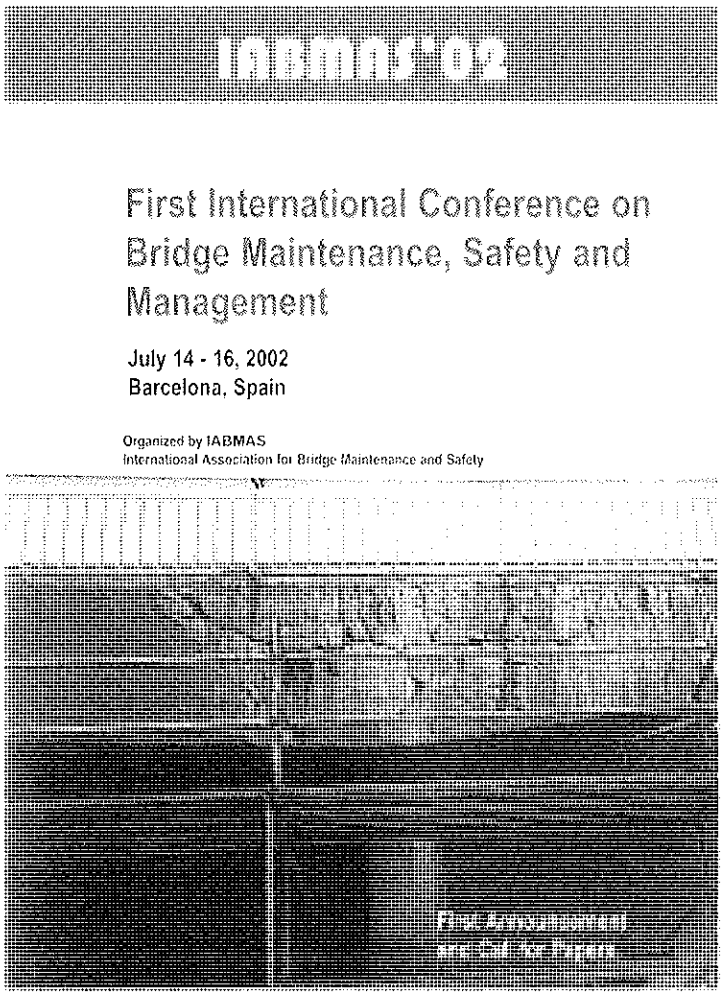
Figura 19. Torre Levante (33 pisos).
(Arq. Carlos Gilardi + CYPe Ingenieros Estudios y Proyectos, S.A.)

La posibilidad de salvar vanos de 12 m de luz con cantos de forjados inferiores a los 35 cm, sin tener que preocuparnos por las deformaciones excesivamente, es algo que sigue estando por descubrir en la arquitectura cotidiana.

La media docena de edificios construidos en España con el hormigón pretensado resulta sorprendente y llamativa su escasez, y debe obligarnos a todos a tener que hacer un esfuerzo de divulgación del pretensado a todos los niveles, porque en modo alguno el reducido número de obras realizadas en la edificación, responde a los niveles del conocimiento y dominio que se tiene en nuestro país de toda la tecnología que tiene que ver con el pretensado, como demuestra el nivel alcanzado por la ingeniería española en el desarrollo de los puentes de todas las tipologías conocidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MAINTENANCE, SAFETY AND MANAGEMENT



ORGANIZADOR:

IABMAS, *the International Association for Bridge Maintenance and Safety*, sociedad internacional de reciente creación.

TEMAS DEL CONGRESO:

- Evaluación estructural
- Instrucciones de puentes
- Diagnóstico de puentes
- Sistemas de gestión de puentes
- Uso de materiales compuestos en puentes
- Diseño para durabilidad
- Modelos de deterioro
- Tecnologías emergentes
- Ensayos en campo
- Planificación financiera
- Monitorización
- Materiales de altas prestaciones
- Innovación
- Inspección
- Cargas y sobrecargas
- Estrategias de mantenimiento
- Ensayos no destructivos
- Rehabilitación, reparación y refuerzo
- Seguridad y aptitud de servicio

PRESENTACIÓN DE RESÚMENES DE COMUNICACIONES:

Antes del 15 de marzo de 2001, junto con el formulario de inscripción provisional

INFORMACIÓN ADICIONAL:

http://www.cimne.upc.es/congress/iabmas02

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El pretensado como instrumento de diálogo entre la ingeniería y la arquitectura

Prestressing as an instrument of dialogue between architects and engineers

Javier Rui-Wamba Martija
Presidente de ESTEYCO
Miembro de la Academia de Ingeniería

RESUMEN

Las cualidades del pretensado deberían justificar su uso, mucho más frecuente, en las estructuras de la Arquitectura. En el texto se recuerda el concepto del pretensado y el interés de su aplicación. Dos ejemplos de obras recientes, de muy limitada magnitud, confirman que puede utilizarse puntualmente y no solamente en las grandes obras de arquitectura. Para ello, es indispensable un diálogo fluido entre profesionales, que se tiene que iniciar desde la concepción estructural.

SUMMARY

The qualities of prestressed concrete should justify its use, far more frequently, in architectural structures. The paper recalls the concept of prestressing and the interest of its applications. Two recent examples, of very diverse magnitude, illustrate the possibility of localized implementations, apart from those in large architectural works. To achieve them, a dialogue between professionals is required, with the structural concept as the base.

1. PREÁMBULO

Eugène Freyssinet, con la invención del pretensado allá por los años 30, alumbró una auténtica revolución en el arte de construir. Hasta entonces, y desde finales del siglo XIX, el hormigón armado había sido el material moderno que competía estructuralmente con el decimonónico acero, semilla y fruto esencial de la Revolución Industrial.

La reconstrucción de las infraestructuras en la Europa destruida por sueños totalitarios alimentó la difusión práctica de un concepto, el del pretensado, y el impulso a una tecnología que ha hecho progresar la libertad –como capacidad para escoger– de quienes nos dedicamos a concebir, proyectar y construir estructuras.

2. LEVES OBSERVACIONES SOBRE EL CONCEPTO DEL PRETENSADO

En otros artículos de este número monográfico de la Revista Hormigón y Acero, se trata con extensión del concepto de pretensado, sencillo y profundo al tiempo, y por ello con amplísimas posibilidades de aplicación racional y eficiente.

A riesgo de resultar reiterativo, pero con la finalidad de dar una cierta coherencia a mi breve relato, voy a esbozar alguna de las cualidades que atesora la técnica del pretensado y que explica su esencial contribución al progreso de las estructuras.

El pretensado requiere el concurso de cables o barras de acero de alto límite elástico –del orden de cuatro veces superior al del acero corrugado que empleamos en el hormigón armado–, con el que logramos "meter en cintura" al hormigón, controlando sus deformaciones e impidiendo su fisuración prematura. Conseguimos, también, que nuestras estructuras no rompan hasta que las cargas superen ampliamente las de servicio, y que cuando se vayan a romper nos avisen con tiempo y sin el rencor asociado a la sorpresa que acompaña a las traidoras roturas frágiles.

Con el pretensado de cables o barras podemos incorporar a la estructura unas fuerzas activas que compensen las car-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

gas exteriores o podemos imponer unas deformaciones que contrarresten las provocadas por las acciones exteriores. Podemos, por ejemplo, conseguir que una viga, una losa o el tablero de un puente por esbelto que sea, no flecte porque podemos anular su peso propio. Su deformada podría ser una recta y su estado tensional exclusivamente comprimido. Con el pretensado podemos controlar la gravedad y gestionar geometrías estructurales complejas. El pretensado nos da más poder, poder estructural, y nos da también más responsabilidad, asociada –como debe ser– al incremento de poder.

Por otra parte, en la medida que el coste del kilogramo de pretensado no supere al coste de las armaduras corrugadas en la proporción de sus límites elásticos, el pretensado, acero activo, compite económicamente con los aceros pasivos, así llamados –recordémoslo– porque sólo se van tensando cuando no tienen otro remedio, porque el hormigón que los cobija les arrastra en su deformación despertándolos de su letargo.

3. DEL USO DEL PRETENSADO EN LA ARQUITECTURA

Si tantas son las virtudes del pretensado y tan variadas sus posibilidades eficientes de uso, ¿a qué es debida su infrecuente presencia en las estructuras de las arquitecturas?

Hace ya algún tiempo, desde similar tribuna, apunté, como respuesta genérica, a razones de naturaleza sociológica, que creo aún perduran. El entorno, el medio ambiente en el que se desarrollan las actividades de los ingenieros y arquitectos, no se ha modificado sustancialmente, lo que significa, entre otras cosas, que como profesionales no hemos sido capaces de influir en que se acelere el progreso, que, tal vez, en nuestro caso consista en hacer menos para hacer mejor, utilizando sabiamente todos los recursos de la tecnología para resolver con diversidad la diversidad de problemas en cuyo enunciado debemos participar.

La prosperidad económica está contribuyendo a impulsar la exploración de los límites en la arquitectura y en la ingeniería y, a veces, parece que el agresivo talante olímpico (más lejos, más alto, más deprisa), tenga que presidir nuestro trabajo. Pero, acaso, en la sana exploración de los límites nos encontremos más que con la altura, la distancia o la velocidad, con la complejidad y, en relación con lo que aquí nos ha convocado, su moderada manifestación que es la heteroestructuralidad. Las estructuras más notorias son crecientemente complejas, y son complejas, también, un porcentaje creciente de las que, por unas u otras razones, pasan aparentemente desapercibidas. Y la respuesta estructural a la complejidad requiere, con creciente asiduidad, el recurso simultáneo al hormigón armado, al pretensado parcial o total, a las estructuras de acero o al mestizaje de las soluciones mixtas de hormigón y acero. Sin olvidarnos de la madera y sus variantes y, en ocasiones, de las estructuras textiles o hinchables o del uso de nuevos materiales, hoy pasivos, mañana –tal vez– activos y sensibles.

La gestión de esta complejidad demanda la comunión laica de sensibilidades y saberes que tiene por condición previa e inexcusable el talante para dialogar y la capacidad para anudar el diálogo. Y aquí creo que tiene cabida el pretensado, porque una estructura pretensada, y aún más en el ámbito de la arquitectura, no puede ser sino una estructura dialogada.

Si no existe diálogo entre arquitectos e ingenieros, si no ha existido, desde que comienza a gestarse la estructura, una fluida comunicación de anhelos y de recursos para hacerlos realidad, difícilmente germinará una estructura que no por ser conceptualmente sencilla deja de ser de realización más compleja.

Con mi pequeña contribución a un número especialmente dedicado al pretensado en la edificación, en una Revista en la que vieron la luz mis primeros escritos sobre cuestión tan querida por mí, pretendo destacar que el uso del pretensado en la Arquitectura significa diálogo, ingrediente indispensable en la gestión de la complejidad estructural. Pero no significa tamaño. El concepto del pretensado y su utilidad, puede y debe aplicarse en obras que aunque sean menores por su dimensión no tienen porqué carecer de mérito. Dos ejemplos recientes, de índole muy diversa y alejados geográficamente, servirán para dar testimonio de lo que he tratado de explicar.

4. LA CUBIERTA DEL SALÓN DE ACTOS DEL HOTEL "FARO JANDÍA" EN FUERTEVENTURA

Acabado de construir muy recientemente en Fuerteventura (Figura 1) e inaugurado en la primavera de este nuevo milenio, con 214 habitaciones, tiene una superficie de unos 25.000 m^2, de la estructura tradicional en la isla: muros de bloques de cemento reforzados y forjado con viguetas prefabricadas. Luces menores, como corresponde a las exigencias funcionales de las habitaciones de un hotel turístico de categoría, excepto en la Sala de fiestas. Pablo Romero, nuestro amigo arquitecto, había concebido un espacio exento de planta circular con 22 metros de diámetro, aun cuando en parte de su cubierta tenían que descansar los muros de carga de la estructura de un ala del Hotel. La estructura de la cubierta de la Sala de fiestas tenía, por otra parte, que estar integrada con el resto de la estructura del Hotel. No podía ser, no debía ser, un trozo de estructura aislada por juntas insolidarias de la estructura de su entorno. Nosotros colaboramos en la concepción, proyecto y ejecución de esta singularidad estructural. Dialogamos para comprender y para explicar las posibilidades de utilizar cables pretensados por una empresa constructora y promotora de ámbito local, lógicamente sin antecedentes en este campo, pero con apreciable experiencia en la construcción de estructuras de buen hormigón, compañero esencial y protagonista de toda estructura pretensada.

Cubrir un espacio circular es un problema estructural al que se ha enfrentado el hombre desde que empezaron a construir chozas para protegerse de la naturaleza. Hay innumerables soluciones que se han utilizado para hacerlo. La más "humana", tal vez, es la de disponer radialmente nervios que alcanzaban el perímetro y que se confundían en el centro del círculo. Las catedrales góticas son, entre tantos, claros ejemplos de las posibilidades de las estructuras radiales y de los prodigios que se han hecho realidad. Y es, en ellas, en las que pensamos en primer lugar. Pensamos en 4 ó 5 vigas pretensadas radiales, de sección rectangular y coronadas por una losa de hormigón armado. Todas las vigas iguales, todas aparentemente con igual número y geometría de cables pretensados. Aparentemente, porque si la materialización de la intersección cen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 1. Hotel "Faro Jandía".

tral de las vigas resultaba sencilla y con formas atractivas, el encuentro de los cables planteaba problemas que se hicieron obvios, que podían resolverse con soluciones como la representada en la Figura 2, atractivas pero que desvirtuaban el concepto de vigas iguales e introducían una cierta disimetría en la pretendida perfección de una simetría que, sin embargo, no respondía a la realidad disimétrica de la cubierta que, en parte, tenía que servir para soportar al extremo de una de las alas del Hotel.

La dificultad para resolver el detalle del encuentro de los cables en el centro del círculo, exigió el análisis de otras alternativas tipológicas que obviasen el problema: ya se sabe que en ingeniería (¿sólo en la ingeniería?) la mejor forma de resolver un problema es evitar que se plantee. Lo que podía lograrse con un conjunto de vigas paralelas, como las representadas en la Figura 3, empotra-

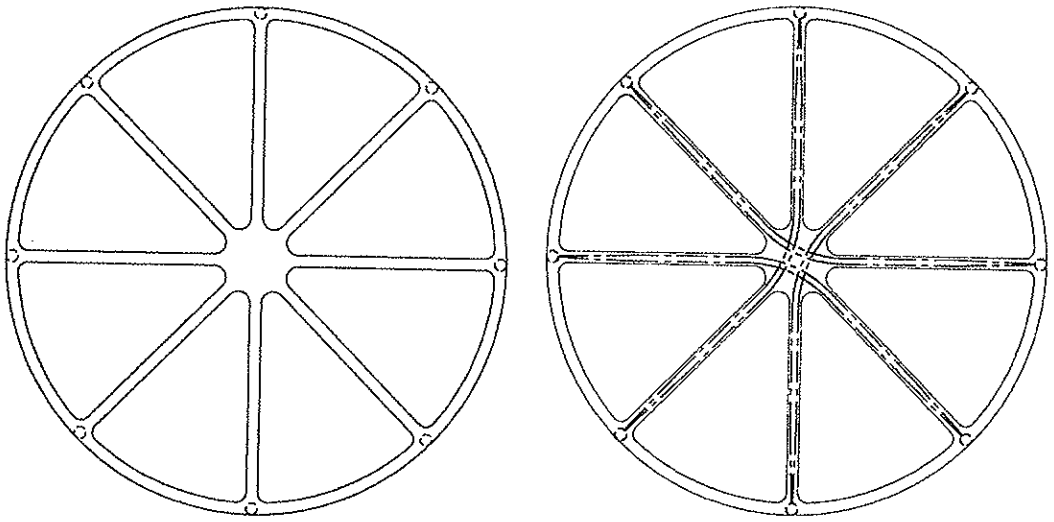


Figura 2. Vigas radiales pretensadas.

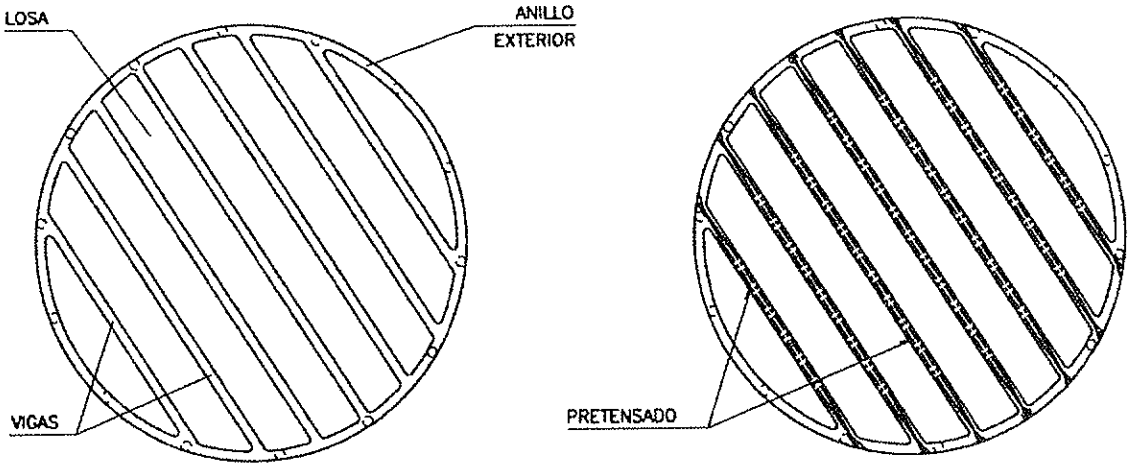


Figura 3. Vigas paralelas pretensadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

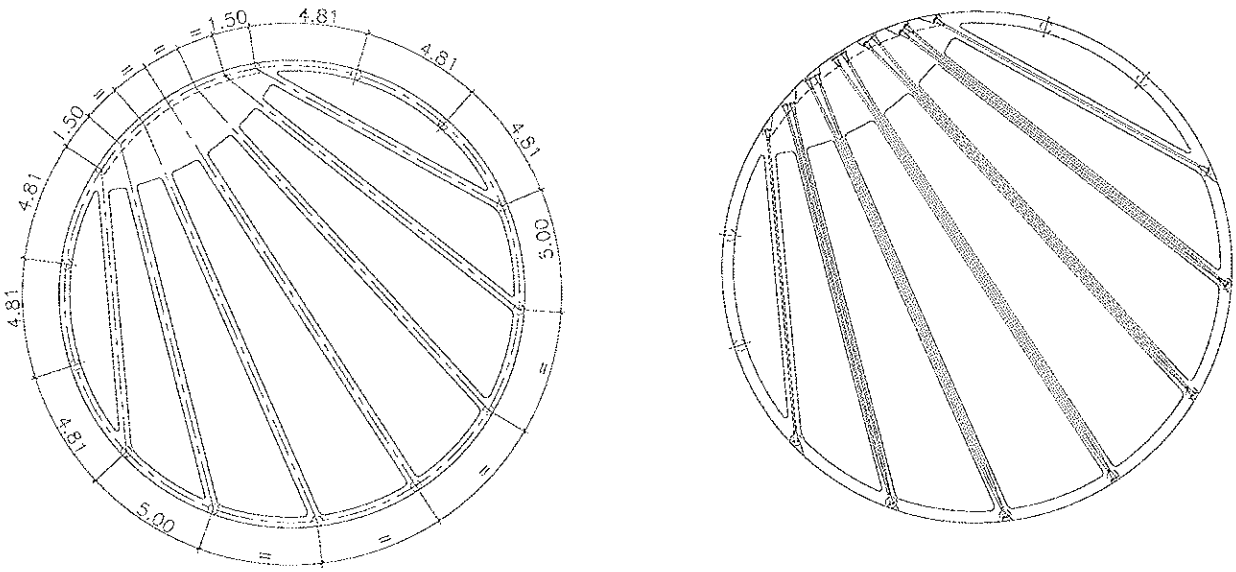


Figura 4. Vigas abanicadas pretensadas.

das en la viga circunferencial de borde que, a su vez, apoyaba en un anillo de pilares y evitaba el cruce de cables. Como contrapartida, las vigas tendrían diferente pretensado y cantos diferentes para adecuarse a la diferencia de luces que debían de salvar. Lo cierto es que en esta solución, el pretensado equivalía a un conjunto de cargas ascensionales que podían compensar adecuadamente el peso propio de la estructura, no así las cargas más localizadas transmitidas por el ala del Hotel.

Finalmente nos decidimos por rescatar formas que en la naturaleza abundan, que se ajustaban mejor al problema estructural y constructivo planteado y que eran, al tiempo, más coherentes con la funcionalidad del espacio que había que cubrir. La "solución vieira", símbolo del camino de Santiago, consistía, como se muestra en la Figura 4, en un abanico de vigas pretensadas, con canto variable y altura también variable de 1,20 a 1,50 m (Figura 5) en todo su desarrollo, creándose una superficie invertida ligeramente abovedada, sugerida por el plano inferior de las vigas postensadas coronadas por la losa de hormigón armado de 30 cm de espesor que se prolongaba con naturalidad más allá del anillo circular que acotaba el espacio pretensado singularizado, convirtiéndose en la estructura del resto de la plataforma de cubierta.

El interés de esta solución, que respondía muy bien a la concepción del espacio arquitectónico, se subrayó reorganizando

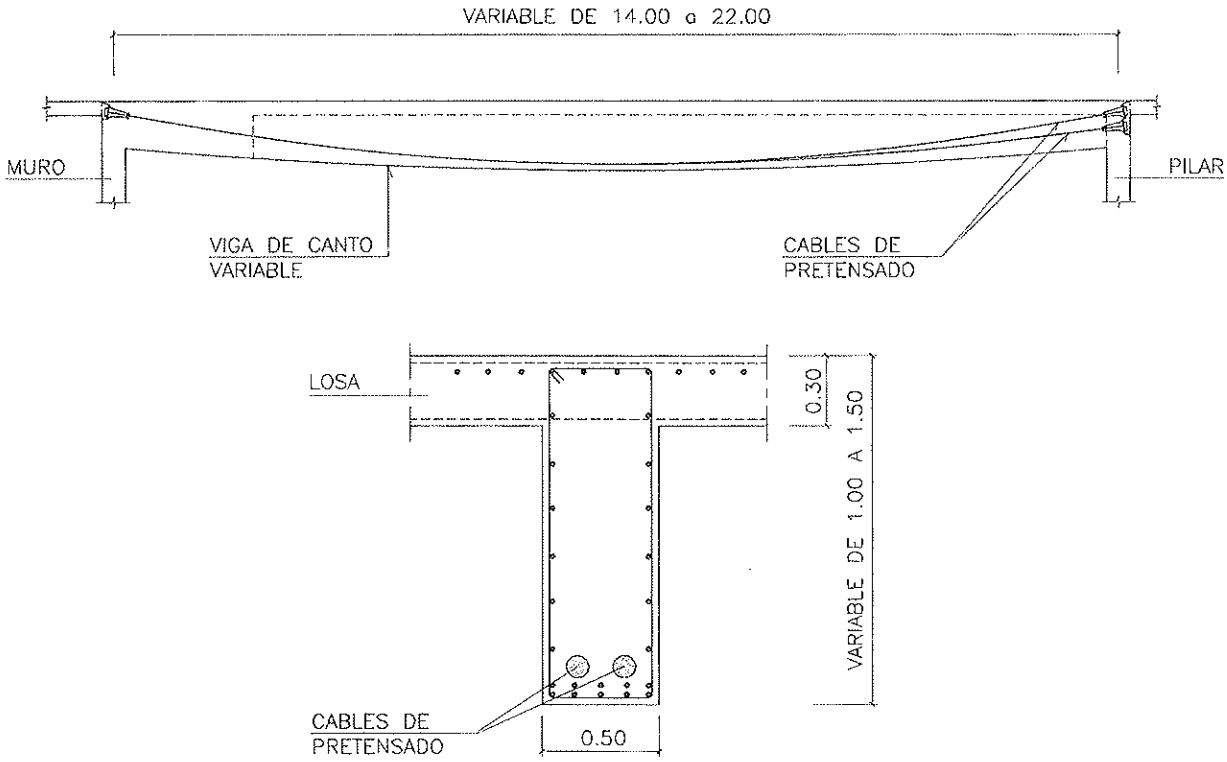


Figura 5. Viga pretensada abanicada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

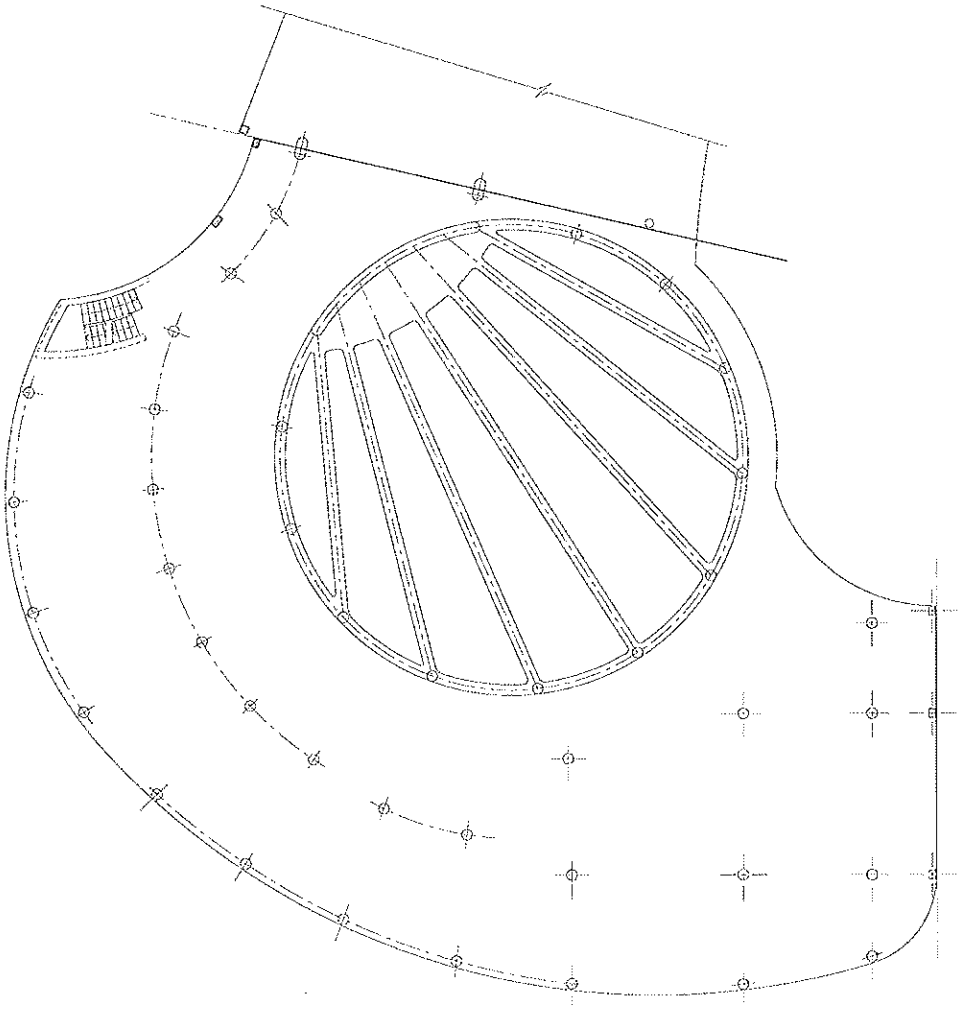


Figura 6. Planta de la estructura de la Sala de fiestas.

la posición inicial de los pilares, que se fueron situando en el encuentro de las vigas abanicadas con el anillo circular. En la zona de encuentro de las vigas pretensadas se macizó un espacio y, la arquitectura lo pedía también, los pilares se transformaron en muro que favorecía la concentración de anclajes (Figura 6). El fluido e imprescindible diálogo con el constructor, que hizo suya también la solución planteada, hizo que la obra se ejecutase con la sencillez prevista, sin sobresaltos y a satisfacción de todos. En su momento, dos profesionales de Freyssinet, que ya había enviado a la isla los cables preparados, se desplazaron a obra un par de días para tensar los cables e inyectarlos. Quien tenga el privilegio de pasar unos días en el Hotel de los Romero en Fuerteventura y se asome por la Sala de fiestas, tendrá esta sencilla obra (2.800 kg de acero de pretensar) a la vista, y podrá, creo yo, sentir que su construcción ha exigido el diálogo entre arquitectos, ingenieros, constructores y promotores. Y puedo asegurar que este imprescindible diálogo, propiciado por el pretensado, ha servido para cosas aún más importantes que para hacer posible la que, tal vez, es la primera obra con hormigón postensado en la arquitectura de las Islas Canarias.

5. EL PRETENSADO EN LA REHABILITACIÓN DE LA ANTIGUA BASE DE SUBMARINOS DE SAINT-NAZAIRE

En diferentes ámbitos profesionales, he descrito los aspectos estructurales más significativos de una intervención irrepetible, llena de significados. Aquí, dada la índole de la tribuna que sirve de plataforma al texto, me referiré sucintamente a la contribución del pretensado en una obra con vocación de pública, en cuyo resultado final, el diálogo entre arquitectos, ingenieros, constructores y promotores (y, algo también, su ausencia con uno de los constructores) ha sido determinante. Y el pretensado ha tenido notable protagonismo en este diálogo.

Saint-Nazaire es una villa muy especial. Está situada en la desembocadura del Loira y a los ingenieros que profesamos en puentes, nos recuerda el puente atirantado que une las riberas de la ría. Con sus 400 metros de luz fue uno de los primeros puentes atirantados del mundo.

Hacia 1941 los alemanes que ocuparon Francia construyeron un imponente conjunto de defensas e infraestructuras militares a lo largo de la costa Atlántica. Para Saint-Nazaire el precio de la liberación fue su destrucción por los aliados. Sólo quedó la enorme base de submarinos nazi. Un "bunker" situado en el borde de la dársena, en el corazón de la ciudad, ocupando un rectángulo de 300x130 m en planta, y en el que se utilizaron más de 480.000 m^3 de hormigón para su construcción.

La Base, inexpugnable en la guerra y en la paz, ensombreció una ciudad que

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

no pudo ser lo que pudiera haber sido si la presencia enorme de la Base, la sombra de la guerra, no hubiese limitado su reconstrucción. Los núcleos residenciales se alejaron de Saint-Nazaire, y la ciudad cayó en una melancolía a la que contribuyó las sucesivas crisis de las industrias que habían renacido en torno a la dársena, aparentemente indiferentes a la sombría Base. (Figura 7).

Si el pasado de Saint-Nazaire tras la guerra ha estado marcado por la Base de submarinos, el futuro también lo estará. Hace unos años los arquitectos catalanes Manuel de Solà-Morales y Oriol Clos, ganaron un Concurso internacional de ideas, promovido por el Ayuntamiento de Saint-Nazaire. Su seductora propuesta situaba la Base como el corazón de una operación de recuperación urbana muy ambiciosa, de la que aquí no hay espacio para dar detallada noticia.

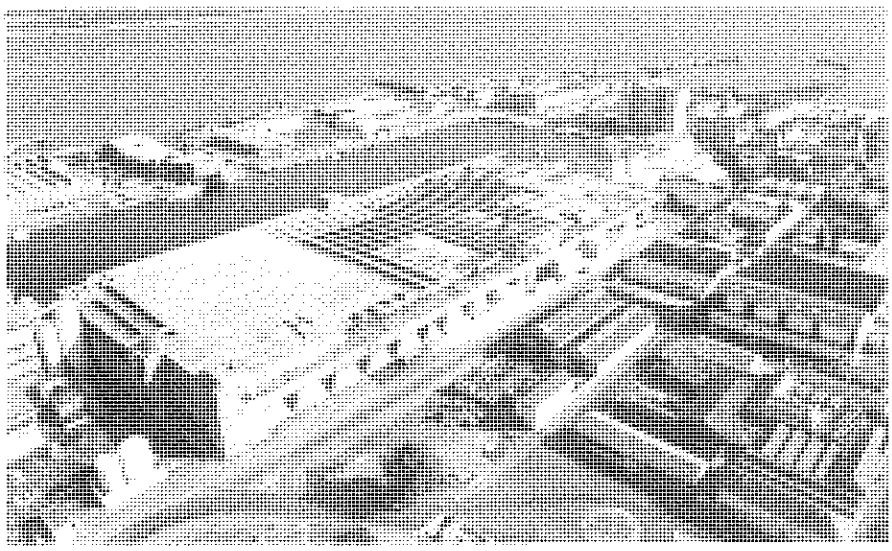


Figura 7.

6. DESCRIPCIÓN DE LA RAMPA, EL SÍMBOLO DE UNA POSESIÓN

En esta gran operación urbana, la Rampa (a la que se ha bautizado como *"Pont des deux siècles"*) fue la primera obra que se llevó a cabo y el símbolo de una nueva actitud que comenzó por llevar una calle de la ciudad (la Rampa es el soporte de la calle) hasta la impresionante cubierta blindada de la Base para, físicamente, tomar posesión de ella y convertirla en un espacio público. Quien acceda a ella pondrá la Base a sus pies y dominará visualmente la Ciudad, la dársena, la desembocadura del Loira y las playas atlánticas, redescubriendo la importancia urbana del emplazamiento.

La concepción estructural es consecuencia de la función de la rampa (soporte de una calle que accede a la cubierta de la Base), y de su contribución a crear y ordenar un espacio urbano en el que se maclan edificios comerciales, viarios, aparcamientos, plaza y accesos a la Base.

La estructura de la rampa responde a una concepción unitaria, aunque a efectos descriptivos se pueden considerar cuatro partes (Figura 8):

- Tramo de acceso
- Pórtico de hormigón
- Estructura mixta
- Tramo sobre cubierta

La rampa tiene una longitud total de unos 200 metros y un ancho útil de unos 9,0 metros. (Figuras 9 y 10).

El pórtico es una estructura de hormigón pretensado, construida por cuatro tabiques de 0,40 metros de espesor

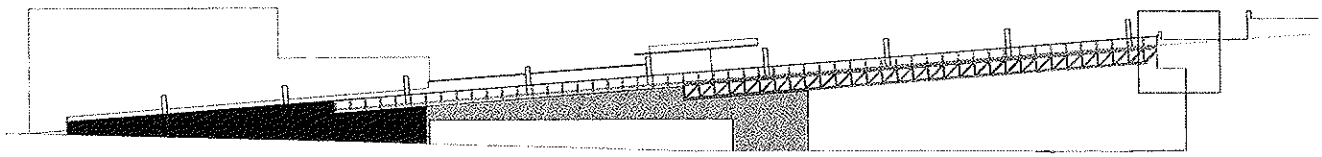


Figura 8.

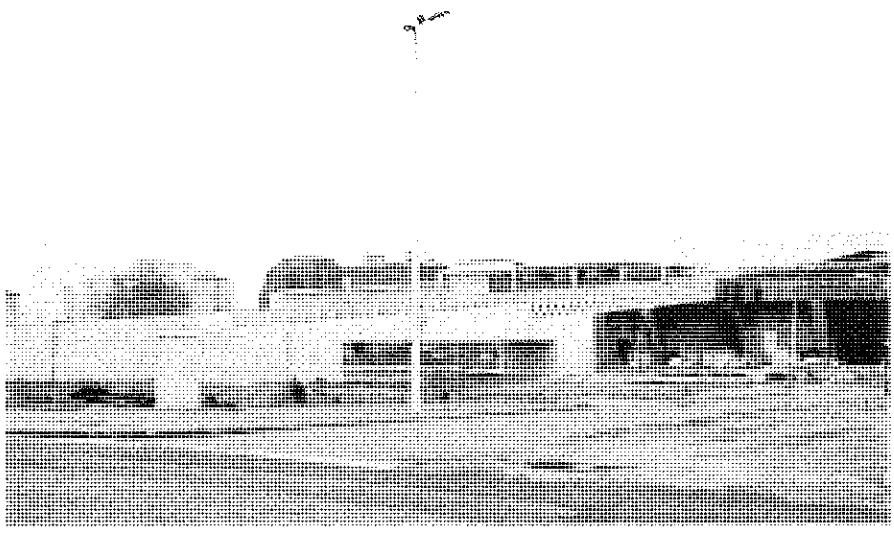
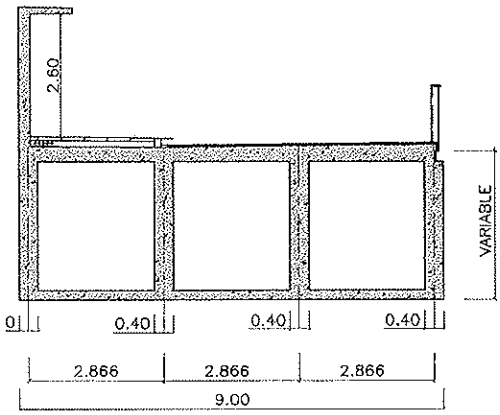


Figura 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 10.



SECCION TIPO PÓRTICO DE HORMIGÓN

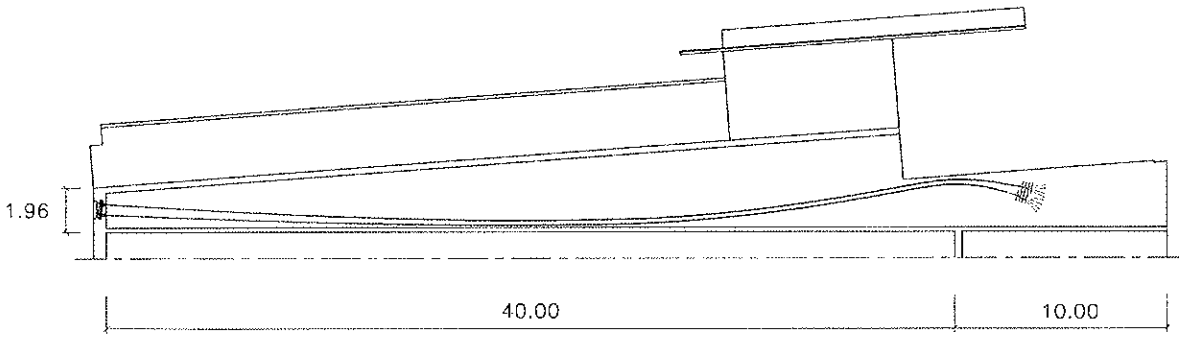


Figura 11.

que se convierten –para salvar el espacio vacío de 40,00 metros en el que se alojará el apéndice de un centro comercial-, en almas de un cajón tricelular de altura variable, cerrado por la losa de circulación por arriba y por una losa que en la zona de empotramiento con los muros-tabiques, que son prolongación de las almas del cajón, sirve como cabeza de compresión y estructura de transferencia de los importantes esfuerzos que genera la flexión del dintel. En cada una de las cuatro almas se han dispuesto dos cables de 19T15, con anclajes muertos embebidos en los tabiques de hormigón que sirven de empotramiento. (Figura 11).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El pretensado ha sido también protagonista en el apoyo de la estructura mixta en celosía, que salva la luz de 47 metros entre la nueva construcción de hormigón blanco e inmaculado de la Rampa y los hormigones grises y degradados de la cubierta de la Base de Submarinos.

El apoyo de la estructura metálica (Figura 12) en la cubierta de la Base, ha exigido el tallado de una parte de la losa existente, que tiene 4 metros de canto aproximadamente. La carga transmitida por la nueva estructura (del orden de 3.000 kN) es inferior al peso del hormigón demolido (del orden de 200 m^3). Ha habido que asegurar una adecuada transmisión de los esfuerzos puntuales que se generan en los apoyos y, para ello, se ha construido –en la coronación del muro demolido- un dintel de hormigón armado que asegure la transformación de las cargas puntuales en cargas repartidas. El dintel se ha anclado a la gran masa del hormigón de la cubierta por medio de ocho anclajes (dos por viga metálica) de 6 torones de 0,6", que transfieren las cargas al muro transversal de 2,5 m de espesor que está retranqueado en relación con el borde de apoyo de la rampa.

La utilización del pretensado en obras de esta naturaleza singular, con grandes volúmenes de hormigón de comportamiento incierto, permite la construcción de apoyos de nuevas estructuras o la creación de nuevos espacios, cortando el hormigón con sierra o hilo de diamante (Figura 13) e incorporando cables en la masa del hormigón existente, que pasa de ser un peso muerto e indeseable a un colaborador contrastado que permite la transferencia de esfuerzos y el control de la eficacia de dicha transferencia.

Algunas imágenes (Figuras 14, 15, 16 y17) que acompañamos al texto del interior de la Base –transformada de catedral indestructible de la Guerra en espacio accesible, abierto y poseído–, atraerá la atención de ingenieros y arquitectos sobre una obra irrepetible, en la que el pretensado ha tenido su presencia y ha contribuido a dialogar en un espacio transformado que no nació precisamente para favorecer el diálogo.

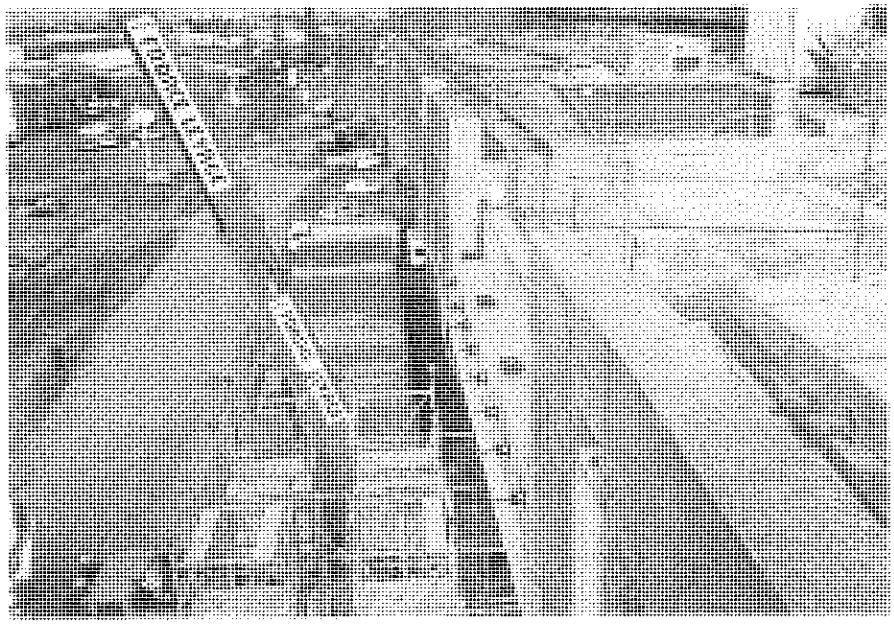


Figura 12.

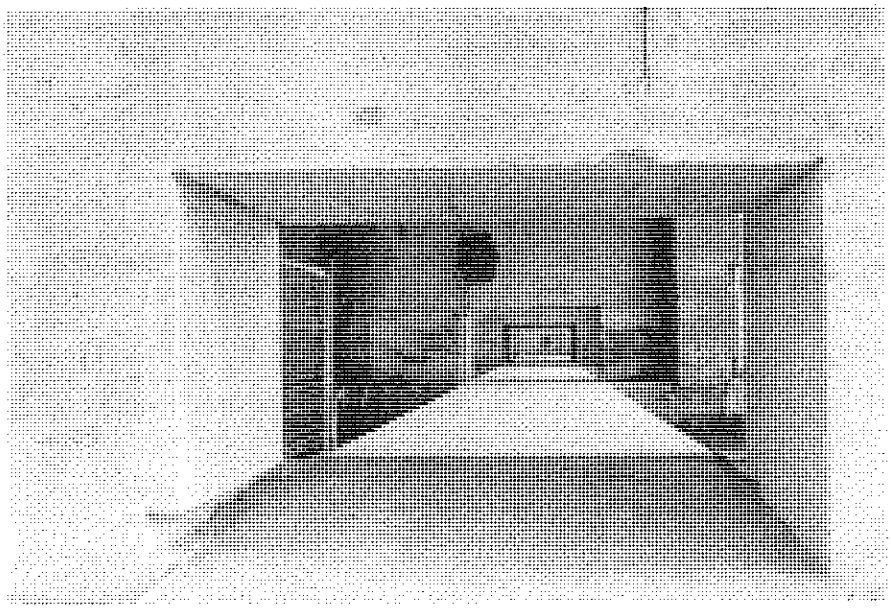


Figura 13.

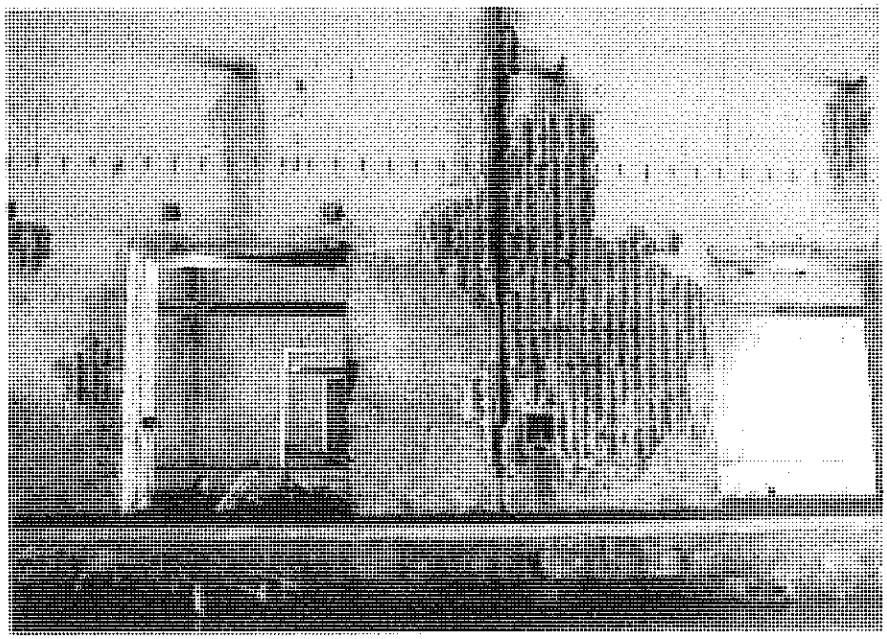


Figura 14.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

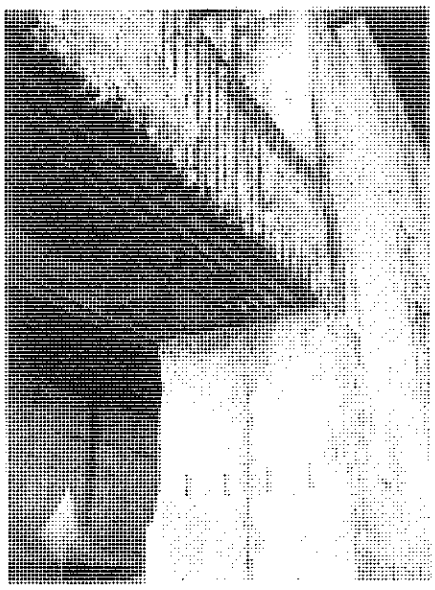


Figura 15.

Figura 16.

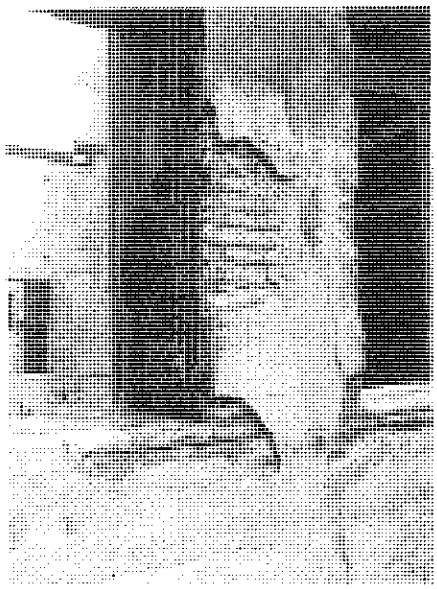


Figura 17.

7. EPÍLOGO

La técnica del pretensado tiene mucho que aportar en las estructuras de la Arquitectura y no solamente como utilización generalizada en grandes obras. Tiene también cabida en obras menores por su dimensión o en elementos singularizados de obras mayores.

Las estructuras pretensadas son estructuras dialogadas que requieren una excelente comunicación entre arquitectos e ingenieros, desde las etapas previas en que se está concibiendo la edificación. El diálogo es indispensable para que la técnica del pretensado, conceptualmente sencilla pero altamente especializada, pueda aplicarse con sentido y eficiencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

EL HORMIGÓN
EN LAS INFRAESTRUCTURAS DEL TRANSPORTE

Este es el título del Número Especial 813 de la Revista Técnica CEMENTO-HORMIGÓN, correspondiente al mes de Agosto de 2000.

Este número especial, duodécimo ya de una serie temática específica iniciada en 1989, acaba de ser publicado en colaboración conjunta de la citada revista y del Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA).

Su contenido abarca dieciséis trabajos cubriendo aplicaciones del hormigón en pavimentos, vías en placa y puentes para ferrocarriles, carreteras y puertos.

Autores:	Varios
Título:	El hormigón en las infraestructuras del transporte.
Edita:	Cemento-Hormigón
P.V.P.:	1.690 (IVA incluido) + gastos de envío

Los interesados en dicha publicación deberán consultar nuestra hoja WEB; www.ieca.es o dirigirse a:

IECA
c/ José Abascal, 53-2.º
28003 MADRID
Teléfono: 91 442 93 11
Fax: 91 442 79 94
E-mail: dirección@ieca.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Edificios prefabricados con estructuras de nudos rígidos

Precast concrete buildings with rigid joints

Manuel Burón Maestro
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

♦

David Fernández-Ordóñez Hernández
Ing. de Caminos, Canales y Puertos

♦

Luis Gómez Sanz
Ing. de Caminos, Canales y Puertos

Grupo PACADAR.

RESUMEN

La unión de elementos prefabricados, vigas y pilares, materializando nudos rígidos, permite utilizar la prefabricación de elementos de hormigón armado para construir las estructuras de cualquier edificio de modo eficaz, rápido y muy competitivo, sin necesidad de que existan en él núcleos rígidos de carácter estructural.

Las uniones realizadas en las estructuras de la Ampliación de graderíos en el Estadio de Mestalla en Valencia y en el Edificio Industrial de Mercamadrid en Madrid, materializan nudos rígidos.

Se describen las uniones más frecuentemente utilizadas en estas obras y los criterios considerados en su ejecución.

SUMMARY

The connection of precast elements, beams and columns to make rigid joints, permits the use of precast reinforced concrete to raise the structures of any building quickly, efficiently and very competitively, without the need for a fully-rigid structural nucleus.

The connections effected in the structures for the amplification of the stand of the football stadium Estadio de Mestalla in Valencia and the stalls of the industrial building of Mercamadrid in Madrid materialize rigid joints.

The connections more frecuently used in this buildings and the following criteria are described.

RAZONES PARA MATERIALIZAR NUDOS RÍGIDOS

La utilización de elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado es habitual en la construcción de estructuras de edificación industrial. La eficacia, tanto desde el punto de vista económico como considerando el aseguramiento de la calidad y la rapidez de ejecución de este tipo de soluciones, radica en la sencillez de los nudos. Se trata de estructuras aporticadas en las cuales los pilares se empotran en la cimentación y las jácenas se apoyan sobre los pilares materializando articulaciones. La propia sencillez de esta tipología estructural es la razón de sus limitaciones que se manifiestan como decisivas en aquellos casos en que los edificios no cuentan con núcleos rígidos de carácter estructural.

Las estructuras a las que nos referimos se comportan, generalmente, como pórticos translacionales con nudos viga-pilar articulados. En consecuencia, la capacidad de resistir acciones horizontales debidas al viento, al sismo o específicas del servicio, así como la estabilidad estructural frente a los esfuerzos de segundo orden, requiere en los pilares secciones geométricas de grandes dimensiones y elevadas cuantías de acero en armaduras, ya que éstos se comportan como sendas ménsulas empotradas en cimentación, sin más oportunidad de reparto que la impuesta por la condición de igual deformación horizontal de los puntos correspondientes al mismo forjado, en todas y cada una de las plantas.

Por todo ello, el sistema tradicional descrito no es el adecuado para edificios de varias plantas sin núcleos rígi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

dos estructurales o estructuras exentas. Sin embargo, es en este tipo de edificios donde más se aprecia el resultado de la prefabricación y donde más competitiva es la estructura prefabricada de hormigón al evitar cimbras, encofrados, apeos, y traducir el carácter autorresistente de todos y cada uno de los elementos prefabricados que la forman en posibilidad inmediata de ocupación de las diversas plantas del edificio, con lo cual se pueden solapar los diversos trabajos y las actividades de los diferentes oficios a desarrollar después de ejecutada la estructura, sin demora alguna, ni tiempo de espera para el desapeo y desencofrado.

Se requiere, en definitiva, que la estructura prefabricada reproduzca fielmente la tipología adecuada a estos casos, materializando el empotramiento entre pilares y vigas. De este modo se consigue una estructura aporticada capaz de resistir las acciones horizontales y asegurar la estabilidad estructural frente a los esfuerzos de segundo orden, sin necesidad de núcleos rígidos estructurales y con pilares de escuadrías y cuantías satisfactorias.

La correcta resolución del nudo pilar prefabricado, viga prefabricada, materializando un nudo rígido cuyo comportamiento estructural se corresponde con la relación de las rigideces de los elementos que en él se empotran elásticamente, es la base de los potentes sistemas estructurales que, mediante elementos prefabricados de hormigón, resuelven todos los tipos de tipologías estructurales que se utilizan en los edificios.

Buen ejemplo de estos sistemas y de la adecuada utilización de los mismos son las realizaciones que se exponen a continuación: Ampliación de graderíos en el Estadio de Mestalla en Valencia y Edificio Industrial de Mercamadrid en Madrid.

UNIONES: PROCEDIMIENTO OPERATIVO

El modo de realizar las uniones desarrollado por PACADAR parte de las siguientes consideraciones fundamentales:

a) La unión no debe constituir un punto de discontinuidad en el comportamiento de la estructura de hormigón armado.

En las uniones las características de ductilidad y de comportamiento mecánico (relaciones momentos-curvaturas, tensiones-deformaciones) de las secciones de los elementos a unir, deben conservarse. De no ser así, las uniones se convierten en puntos singulares dentro de la estructura que pueden hacer que el comportamiento de las mismas frente a acciones sísmicas no sea el correspondiente a las estructuras de hormigón armado y, por tanto, la evaluación de la acción sísmica según las Normas e Instrucciones de uso habitual deba revisarse. Tampoco, en tales casos, serán de aplicación directa las consideraciones y cálculos que habitualmente se realizan para controlar la seguridad bajo la acción de los esfuerzos de segundo orden. En ambas situaciones, las uniones mediante elementos metálicos soldados directamente, por otra parte muy potentes, breves y prácticas, deben revisarse cuidadosamente y, en algún caso, pueden limitar la utilización del sistema de prefabricación.

Por ello, el método de unión que hemos elegido en ambas realizaciones, se fundamenta en mantener la tipología de hormigón armado en el nudo, utilizando para ello los materiales y procedimientos que se indican a continuación.

b) Los materiales a utilizar en la unión deben ser los adecuados al comportamiento mecánico que la unión materializa, a los esfuerzos correspondientes, a la geometría disponible, y al procedimiento de aseguramiento de calidad establecido en los procesos de fabricación y montaje de la misma.

En las obras a las que nos referimos las uniones dan continuidad a elementos de hormigón armado. Los materiales utilizados han sido armaduras pasivas de acero corrugado de calidad B 500 y mortero "grout" de alta adherencia y resistencia como material de relleno, sin retracción, para dar continuidad a las secciones de hormigón en cajetines en los que se alojen las armaduras salientes en las piezas y que constituyen la unión propiamente dicha. En los casos en los que existe capa de compresión sobre los forjados, se aprovecha el hormigón de la misma como elemento de nexo, alojándose en ella la armadura de la unión que se conecta con las vigas prefabricadas mediante las armaduras de rasante salientes de éstas.

En todas las uniones realizadas los materiales absorben en la unión el mismo tipo de esfuerzos que en el resto de la estructura, siendo el mecanismo de transferencia de tensiones armadura de acero corrugada –"grout"– hormigón el conocido de adherencia-rozamiento, entre la armadura y el hormigón.

Es notable la aportación del "grout" a la tecnología de las uniones. Este material compuesto por un cemento de alta resistencia y elevado grado de finura, una arena de matriz silícea y de muy fina granulometría y aditivos patentados que aseguran la ausencia de retracción durante el proceso de fraguado, proporciona resistencias a la compresión de 37 MPa a 3 días y de 80 MPa a 28 días y tensiones de adherencia a barras corrugadas de 18 N/mm^2 a 28 días, así como unas características muy adecuadas para su colocación en obra, a saber: un marcado carácter autonivelante, elevada fluidez y homogeneidad en todo el cajetín rellenado. Todo ello permite contar con unas condiciones favorables para el dimensionamiento de las longitudes de solapo de las armaduras en dichos cajetines.

Además de comprobar las tensiones de adherencia entre la armadura y el "grout" de relleno del cajetín, es necesario comprobar las tensiones en la pared del mismo, entre el "grout" y el hormigón.

c) La unión debe ser compatible con la geometría proyectada para las piezas que en ella confluyen.

En general las uniones, después de realizadas, pasan desapercibidas sin afectar de modo singular a la geometría de los elementos unidos. Este planteamiento, sin duda el más genérico y menos limitador, obliga a compatibilizar los materiales a disponer en la unión con la facilidad para alojarlos correctamente dentro de una geometría prefijada. Por ello, la elección de la sección en que se sitúa la unión, los esfuerzos existentes en ella, según el tipo de vinculación que se materializa y la capacidad de colocar *in situ*, durante el proceso de

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

montaje de la estructura, las armaduras y dar continuidad a las secciones de hormigón, son las variables a considerar para resolver adecuadamente cada una de las uniones.

La unión viga-pilar, cuando el diseño de la estructura proyectado no contempla la existencia de ménsulas para el apoyo de las vigas sobre el pilar, plantea la necesidad de comprobar correctamente la transferencia del esfuerzo cortante entre la pared de la viga y la cara del pilar. El mecanismo de transmisión mediante la formación de una biela de compresión que atraviesa la junta, equilibrada mediante las armaduras que cosen dicha junta, exige la comprobación de la compatibilidad de la sección de dicha biela comprimida con el estado de fisuración de la sección correspondiente a la junta viga-pilar.

d) Las uniones deben ser fáciles de ejecutar *in situ*, permitiendo las prestaciones de las estructuras prefabricadas, evitar apeos y dotar a todos los nudos pilar-viga de capacidad de transmitir al pilar cargas verticales desde el primer momento del proceso de montaje. Esta disposición minimiza las exigencias derivadas del control de la junta viga-pilar expuestas en el apartado anterior.

La unión debe ejecutarse durante el proceso de montaje mediante un procedimiento fácilmente controlable. Cuanto más sencillo sea el procedimiento de ejecución, más fácil será el aseguramiento de la calidad y más rápido y eficaz el proceso de montaje.

Las uniones establecidas permiten la constatación directa del proceso de llenado de los cajetines mediante el "grout". En otros caso, también de modo directo, se puede establecer el correcto posicionamiento de las armaduras en la capa de compresión de los forjados y del posterior hormigonado de la misma.

Evidentemente, este sencillo control y aseguramiento de la calidad del montaje *in situ*, está precedido de un complejo sistema de fabricación de los bordes de las piezas a unir mediante la incorporación, en los moldes que sirven para el hormigonado de las mismas, de plantillas conjugadas que, controladas bajo el plan de aseguramiento de la calidad en Fábrica, aseguran que el montaje se desarrollará con la sencillez prevista.

De acuerdo con los fundamentos expuestos en los puntos anteriores, las uniones más significativas realizadas en las estructuras de los edificios a los que ahora nos referimos se esquematizan en las Figuras 1, 2 y 3.

La Figura 1 se refiere a la unión pilar-viga, cuando el nudo se resuelve mediante un elemento viga continua, sin interrupción, y un pilar que se interrumpe al llegar al nudo. La armadura de unión es la propia del pilar. Sobre el tramo inferior del pilar, del que sobresale la armadura vertical de conexión, se monta la viga que cuenta con unos alojamientos circulares, a modo de cajetines, conseguidos mediante sendas vainas corruga-

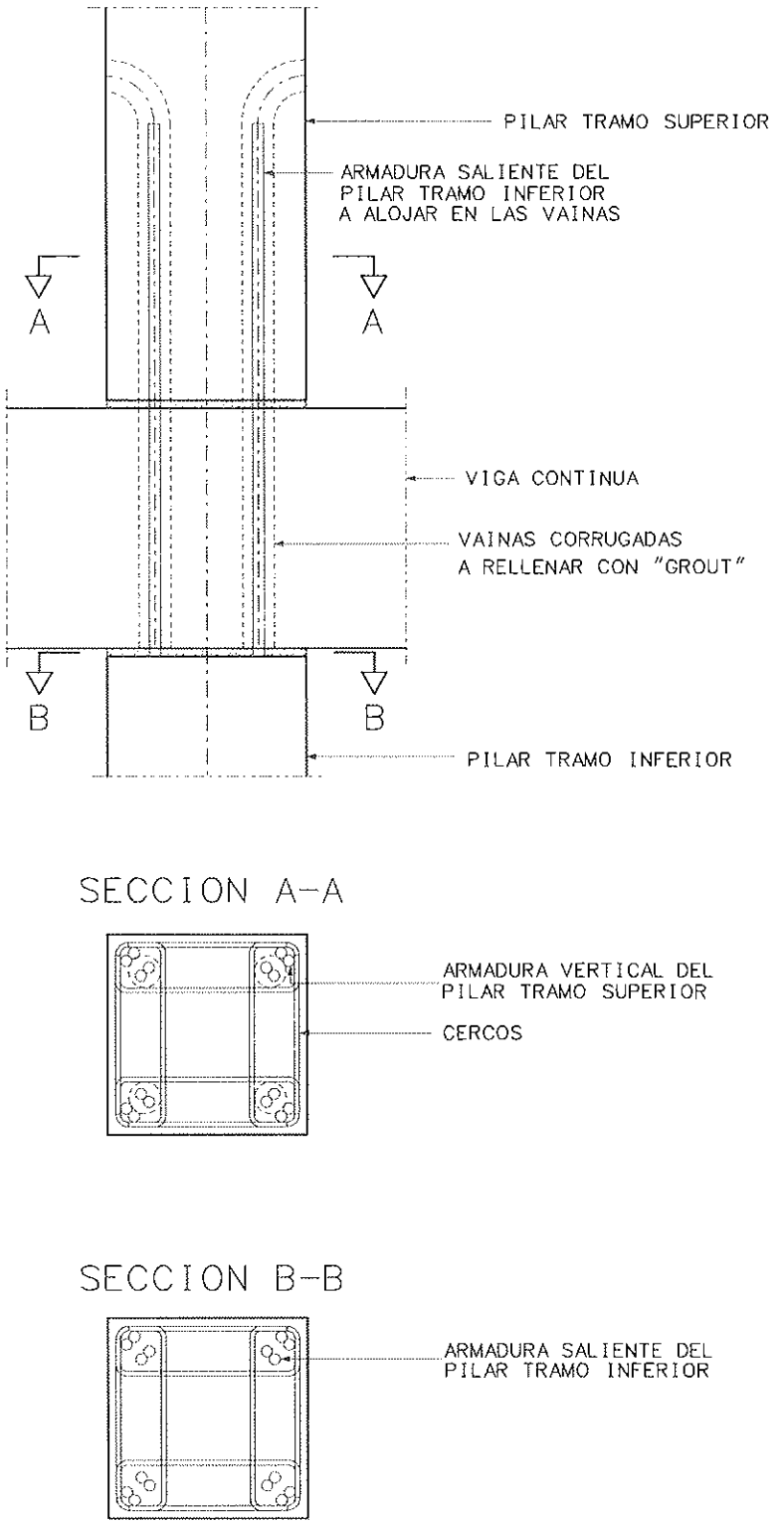


Figura 1. Nudo pilar-vigas con armadura vertical pasante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

das, idénticas a las utilizadas como conductos de los cables de acero en los elementos de hormigón postesado. Tales cajetines están en prolongación de otros, idénticos, alojados en la parte inferior del tramo superior del pilar. La unión se materializa tras el montaje de la viga y del tramo del pilar superior respectivamente, cuando la armadura saliente queda alojada en los cajetines anteriormente descritos y adecuadamente rellenos de "grout" como nexo de unión.

La Figura 2 esquematiza la unión viga-pilar. Aquí el elemento que se interrumpe a la llegada del nudo es la viga. La unión realizada cuenta con un casquillo de apoyo sobre el que se colocaba la viga durante el montaje, para evitar cualquier

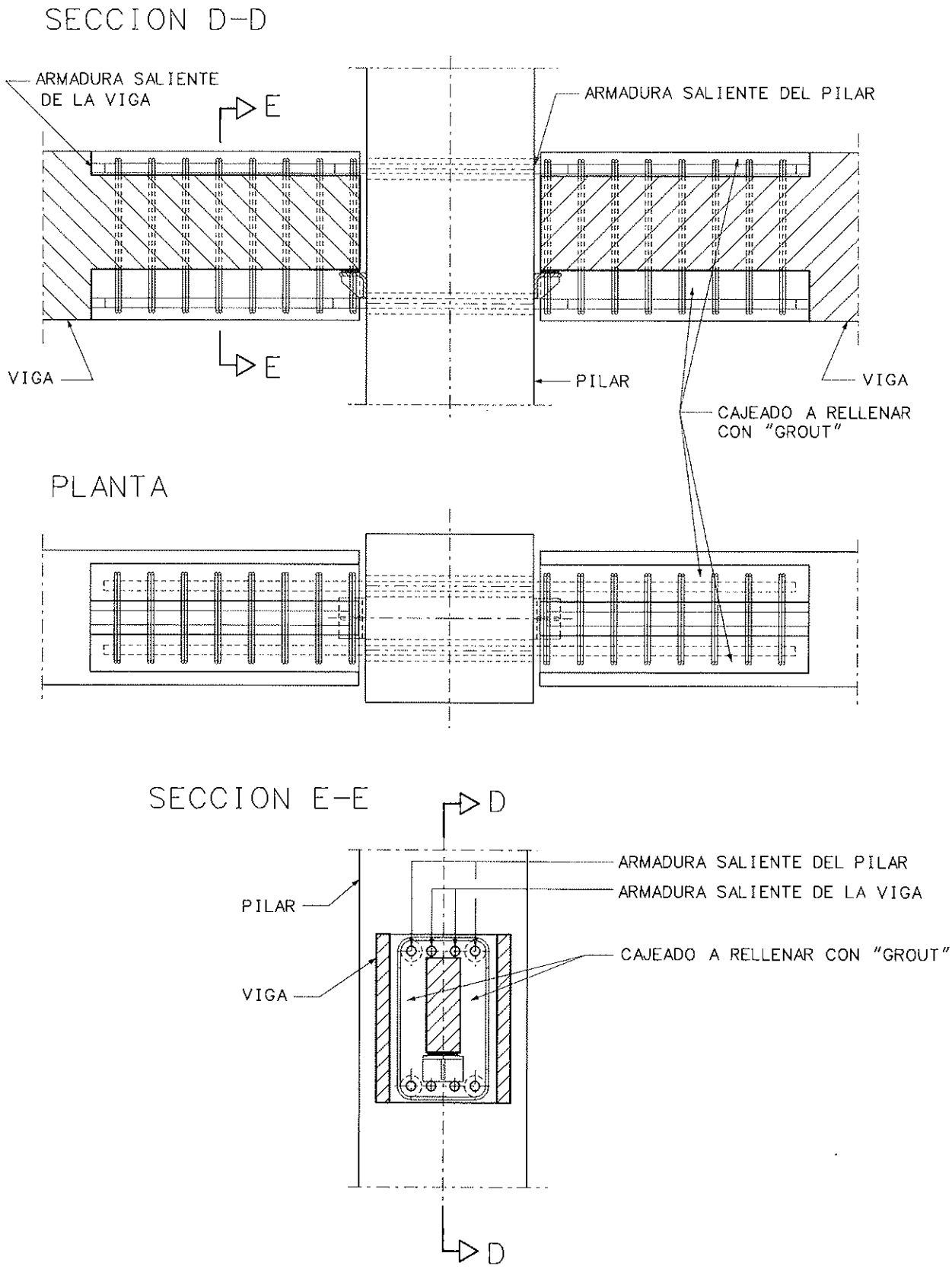


Figura 2. Nudo pilar-viga con armaduras horizontales pasantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

tipo de apeo, colaborando además, en la transmisión del cortante vertical de la viga hacia el pilar. De las caras del pilar salen armaduras que se alojan en un cajetín sin fondo, existente en el extremo de la viga, donde se solapan con armaduras salientes de la propia viga. Como nexo de unión actúa el "grout" con que se rellena el cajetín, tras disponer en él la cuantía necesaria de cercos en forma de horquillas con solapo en la rama vertical.

En la Figura 3 se expresa la unión típica de vigas continuas sobre pilares, bajo cargas que provocan en el nudo pilar-viga momentos flectante negativos (tracciones en la fibra superior de las vigas), mientras que materializa una articulación en el resto de situaciones. En este caso el nexo de unión es el hormigón de la capa de compresión del forjado dispuesto sobre las vigas y las armaduras que forman parte de la unión son aquéllas que sobresalen por la parte superior de la sección simple de la viga (armadura de rasante) y la armadura que se dispone *in situ* en la capa de compresión, longitudinal al eje de la viga y destinada a absorber las tracciones que, en el nudo, se originan en la fibra superior de la viga. El relleno entre el borde de la viga, y la cara del pilar es el encargado de transmitir las compresiones correspondientes.

Además de las uniones descritas, las características más sobresalientes de cada una de las realizaciones consideradas, se exponen a continuación.

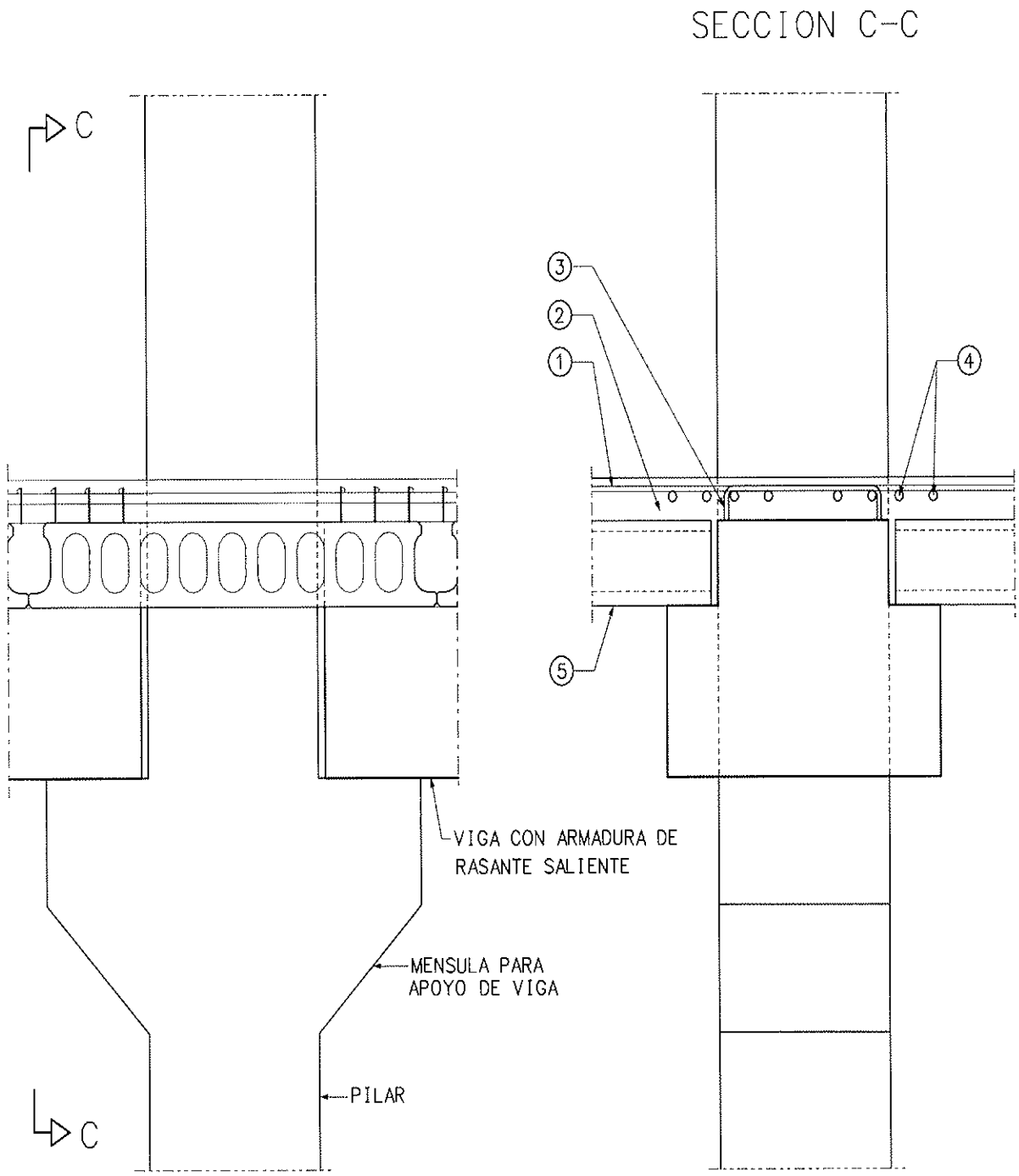


Figura 3. Nudo pilar-viga con apoyo de vigas sobre ménsulas y continuidad parcial de vigas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

REALIZACIONES

La ampliación del Estadio de Mestalla en Valencia se proyectó con unos pórticos espaciales *in situ* que se preveía construir a continuación de los pórticos existentes. Para ello era necesario crear un nivel de graderíos a continuación de los que eran operativos en el momento. Todo ello había que realizarlo sin interferir con el uso normal del campo y en unos plazos mínimos para que se pudiesen utilizar las nuevas gradas.

La estructura proyectada originalmente *in situ*, con barras en las tres direcciones y nudos rígidos, se planteó realizarla prefabricada para aumentar el ritmo de construcción.

Se realizaron uniones de pilares en altura, hasta llegar a una altura total del edificio de 38 metros en la zona del Gol Sur y de más de 48 metros en la zona del Frente de Tribuna (Foto 1).

Los pórticos son irregulares porque se adaptan a la estructura del estadio existente. Por ello se tuvo que hacer un desarrollo del diseño espacial para definir exactamente cada pieza de la estructura. En este aspecto se demuestra que la prefabricación puede ser suficientemente flexible para poder adaptarse a edificios complejos y que una construcción racionalizada no tiene por qué suponer rigidez en formas y dimensiones. (Fotos 2 y 3).

En todo el entramado espacial hay, cada pocos pórticos, una zona de escaleras que se ha resuelto con elementos tipo viga, tramos de escalera y losas alveolares prefabricadas.

Hay dos niveles de forjado para dar salida a las gradas a los niveles 22,22 m y 28,24 m que se han resuelto con losas alveolares. Se ha colocado un peto prefabricado para dar remate hacia el exterior a los forjados.

Los pórticos se coronan con una viga portagradas con una longitud total de 30 m y un ancho de 50 cm, fabricada en una pieza. En la viga portagradas están incluidos los elementos necesarios para realizar la unión con los pilares que confluyen en ella. Cada viga tiene tres encuentros con los tres pilares de cada pórtico. Además se realizan otros dos encuentros con las vigas de forjado de los dos niveles descritos anteriormente (Foto 4).

Todas las uniones entre pilares y vigas con otros pilares, vigas en el sentido del pórtico o riostras que unen los pórticos materializan nudos rígidos, es decir, que son continuas para momentos flectores de cualquier signo.

La mayor parte de los nudos de esta obra, responden a los tipos indicados en las Figuras 1 y 2.

Sobre las vigas portagradas se colocan las gradas. Las gradas se han realizado con losas alveolares recrecidas para dar la forma adecuada al escalonado.

En total se fabricaron, transportaron y montaron 145 pilares, con una longitud total de 1.593 m; 709 jácenas y riostras de todo tipo, con una longitud total de 4.657 m; 35 vigas portagradas, con una longitud total de 1.042 metros.

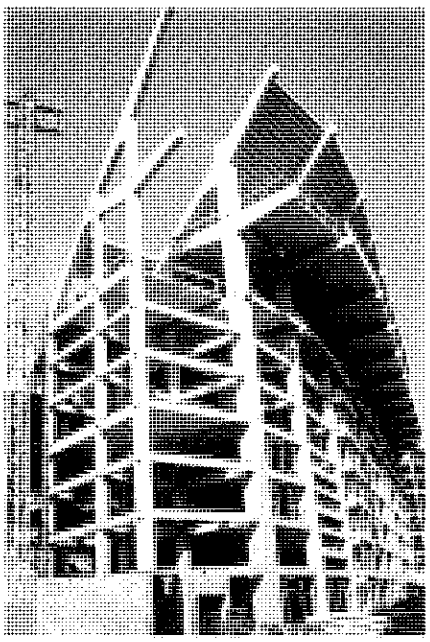


Foto 1.
Vista general pórticos en fase de construcción.

Foto 2.
Vista exterior estructura acabada.

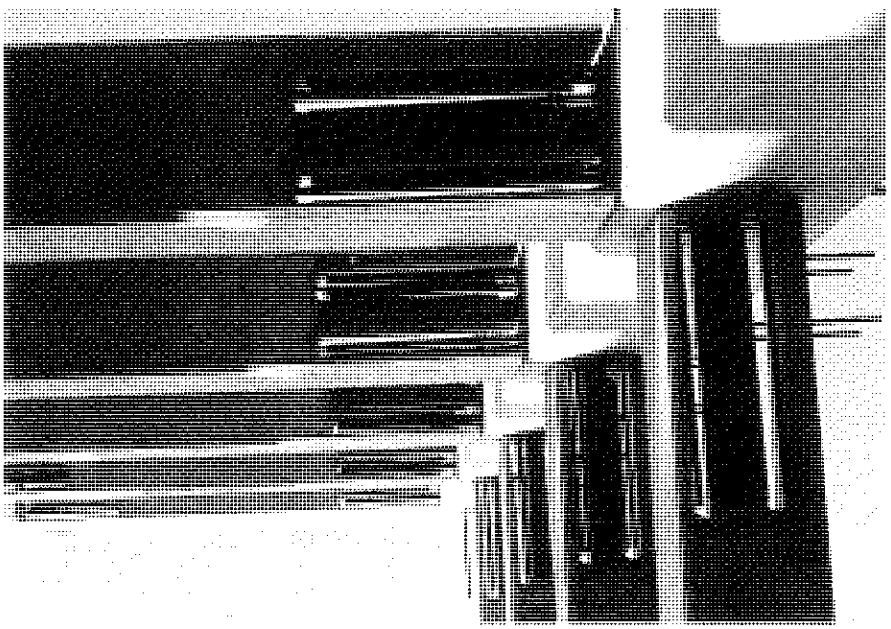


Foto 3.
Nudos vigas de arriostramiento pilares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

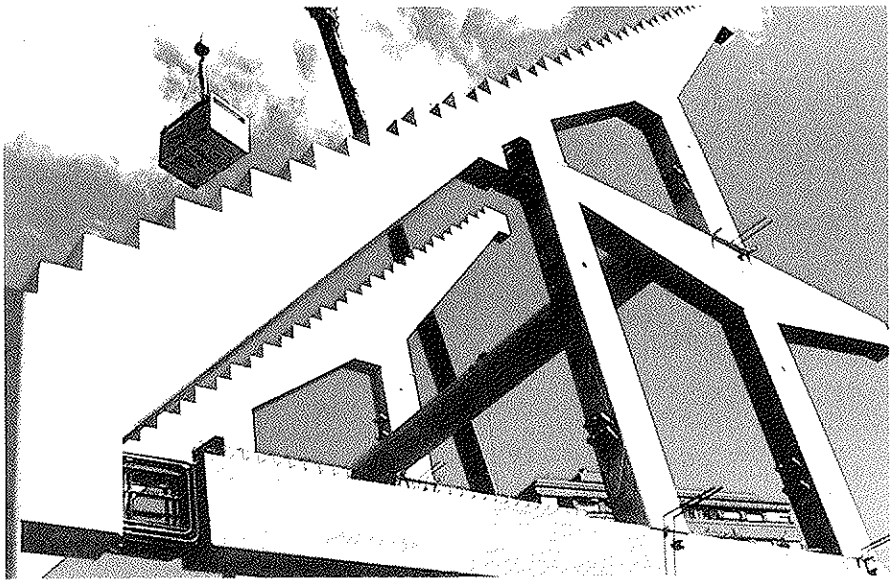


Foto 4.
Portagradas y nudos de unión.

Figura 7.
Estructura pórticos interiores
de edificio industrial.

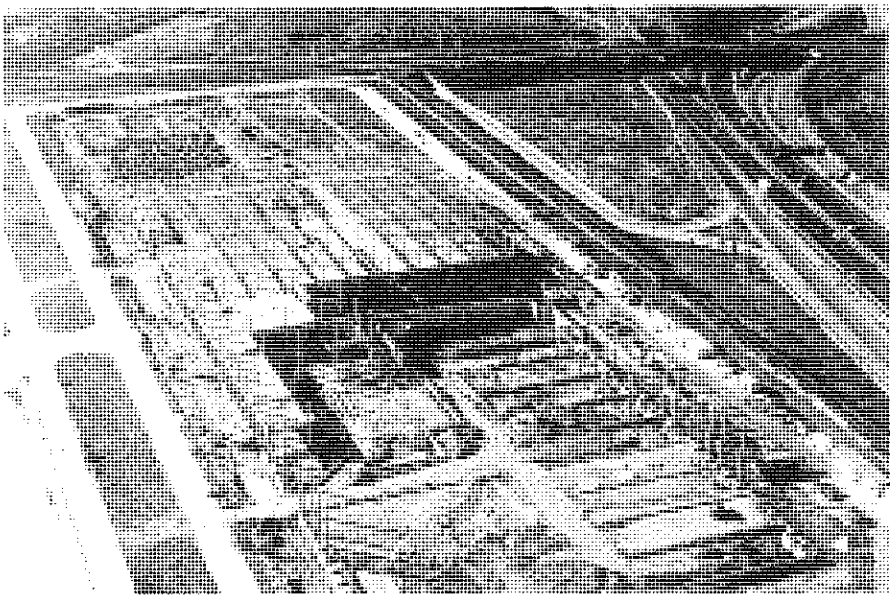


Foto 5.
Vista general edificio industrial.

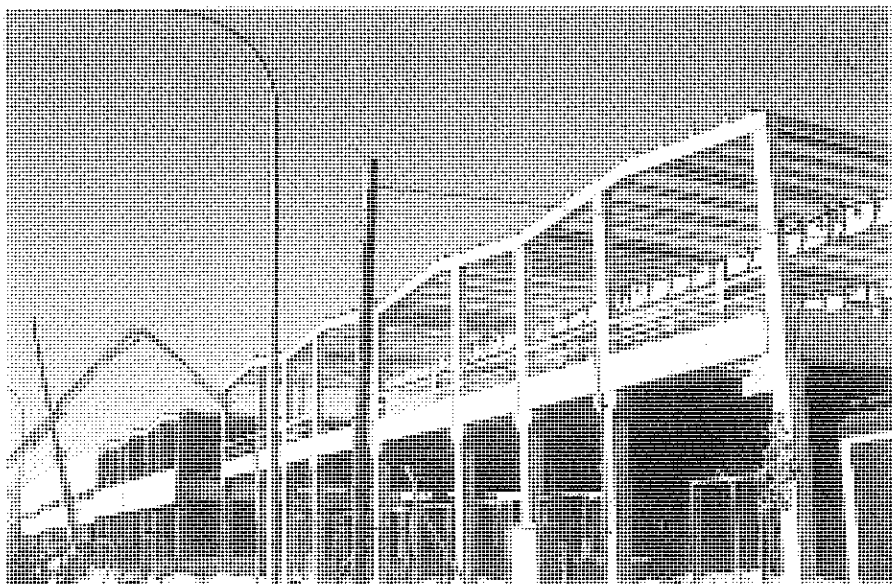


Foto 6.
Estructura pórtico de fachada de edificio industrial.

La prefabricación ha sido realizada por PACADAR, S.A. en colaboración con la UTE formada por Cubiertas y FCC, así como con Hormipresa.

El edificio industrial para la negociación de la carne construido en Mercamadrid, con una longitud total de 240 m y un ancho de 94 m, está formado por dos niveles y una cubierta. Se ha diseñado para un sobrecarga de 2.000 kg/m² y una cuadrícula con luces máximas de 9,40 m por 13,17 m (Fotos 5 y 7).

La sección tipo de la estructura está formada por pilares con ménsulas a alturas variables sobre los que apoyan las vigas de los forjados, situados a diferentes cotas. La altura del pilar, fabricado de una pieza, es de 12,64 m.

El forjado intermedio se ha diseñado por una sobrecarga de 2.000 kg/m² y una resistencia al fuego de 180 minutos. El forjado se ha realizado con jácenas prefabricadas pretensadas y con losas alveolares. Se ha dado continuidad al forjado para mejorar su comportamiento frente a unas sobrecargas y una resistencia frente al fuego tan exigentes.

El tipo de nudo más frecuente en esta obra responde al indicado en la Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

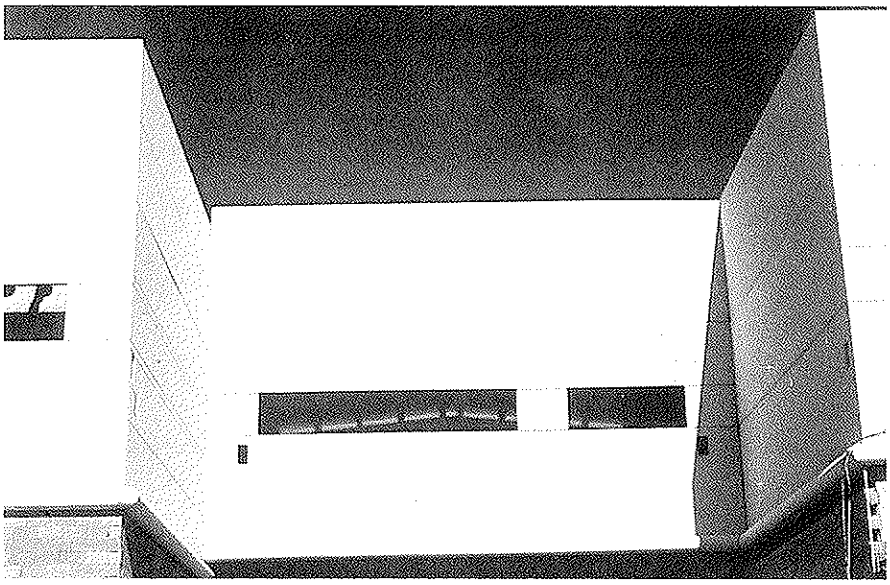


Figura 8.
Paneles de fachada acabado con cemento blanco y árido Macael.

La cubierta se ha realizado con elementos prefabricados de canto variable y correas alveolares, siendo la cubrición de chapa.

El cerramiento se ha realizado con bloque en su zona inferior y con paneles prefabricados que llevan incluido el aislamiento térmico. El acabado exterior de los paneles está realizado con árido del tipo mármol Macael blanco visto.

En total se han construido 259 pilares, sumando una longitud total de 3.161 m; 568 jácenas, con una longitud total de 5.184 m; 25.000 m cuadrados de losas alveolares de 50 cm de canto y 343 paneles prefabricados con árido Macael, que suman un total de 4.894 metros cuadrados de fachada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Cálculo de flechas en forjados unidireccionales de hormigón armado, según la EHE y la EF-96

Active deflection estimating in single-ribbed floors made of reinforced concrete, according to Spanish Standards EHE and EF-96

Antonio González Sánchez
Dr. Arquitecto

♦

Ramón Irles Más
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Área de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras
de la Universidad de Alicante

RESUMEN

En este artículo se pretende dar un método simplificado para la estimación de la Flecha Activa en forjados unidireccionales de Hormigón Armado, muy utilizados en edificación. Se parte de los datos y valores que se pueden obtener de las Fichas Técnicas de cada tipo de forjado, y con éstos, siguiendo las directrices de las Instrucciones EHE y EF-96, apoyándose en ábacos y con resolución de pequeños cálculos, se estima dicha flecha activa.

SUMMARY

This paper develops a simplified procedure for estimating the Active Deflection of single-ribbed floors made of reinforced concrete, wich are frequently used in building. The starting point is the data and values that can be obtained from Technical Data Cards of every floor type, following the directrices of Spanish Standards EHE and EF-96, and by the aid of single calculations, the Active Deflection can be estimated.

1. INTRODUCCIÓN

En el presente artículo se desarrolla un procedimiento para el cálculo de flechas activas en forjados unidireccionales de hormigón armado, aplicando el método de la Instrucción Española EHE, utilizando los datos incluidos en todas las Fichas Técnicas que los fabricantes de forjados unidireccionales homologados deben poseer, y que han debido ser realizadas por Técnico Competente.

Se pretende, con el presente artículo, el poder introducir una o dos páginas al principio de estas Fichas Técnicas, para que sea mucho más fácil la comprobación de la flecha activa de un forjado unidireccional de Hormigón Armado, por parte del Técnico que redacta el Proyecto o el que controla su ejecución, ya que sería una guía sencilla de seguir, aplicable a los casos más habituales.

También con pequeñas modificaciones se podría generalizar al resto de los tipos usuales de forjados unidireccionales, tales como los semirresistentes pretensados, autorresistentes pretensados o forjados hormigonados "in situ".

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Como ya se ha indicado, se pretende facilitar a los Técnicos que redactan el Proyecto de la estructura o a los que están en la Dirección de Obra, un método rápido, sencillo y suficientemente fiable de la estimación de la Flecha Activa en un forjado unidireccional de H.A. partiendo de los datos del proyecto, tales como la luz del vano, canto, carga, entreeje, tipo de hormigón, etc, y los que se encuentran tabulados en las Fichas Técnicas, tales como la rigidez total y la fisurada en vanos y apoyos.

El procedimiento que se plantea es una sistematización de los establecidos en las Instrucciones EHE y EF-96, y es una estimación básicamente por dos razones, la primera porque se harán una serie de simplificaciones para su desarrollo, y la segunda por las propias del método expuesto en las Instruc-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ciones Españolas y basados principalmente en el desarrollado por Branson (1), que es también aproximado.

2.1. Flecha en el centro de un vano

Aplicando cualquiera de los diversos métodos que nos ofrece la Resistencia de Materiales, la flecha en el centro de un vano de rigidez constante con coacciones de giros en sus extremos (Figura 1) es:

$$f_{inst,v} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} - \frac{L^2}{16 \cdot E \cdot I} \cdot \left(|M_i| + |M_j|\right) \qquad \text{(Ec. 1)}$$

donde:

$f_{inst,v}$ = Flecha instantánea en el centro luz de la viga.
q = carga uniformemente repartida.
L = luz entre ejes de apoyos.
$|M_i|$ = Momento a la izquierda, en valor absoluto.
$|M_j|$ = Momento a la derecha, en valor absoluto.
E = Módulo de elasticidad del material.
I = Inercia bruta de la sección.

Esta flecha no es exactamente la máxima, a no ser que los momentos en los extremos sean del mismo valor absoluto y de signos contrarios, pero para los casos habituales, el valor de esta flecha está muy cerca del máximo, y el error es admisible.

Esta es, pues, la situación idealizada de un forjado unidireccional. Como la flexión es absorbida por piezas de Hormigón Armado, se debe sustituir la Inercia Bruta (I_b), o Bruta Homogeneizada de la sección, por la Inercia Equivalente o Eficaz (I_e), según el Artículo 50.2.2. de la EHE; quedando la anterior ecuación como sigue:

$$f_{inst,v} = \frac{L^2}{E \cdot I_e} \cdot \left(\frac{5}{384} \cdot q \cdot L^2 - \frac{|M_i| + |M_j|}{16} \right) \qquad \text{(Ec. 2)}$$

con los significados ya conocidos.

Haciendo las operaciones oportunas, la anterior ecuación puede expresarse en los siguientes términos:

$$f_{inst,v} = \frac{L^2}{48 \cdot E \cdot I_e} \cdot \left[5 \cdot M_0 - 3 \cdot \left(|M_i| + |M_j|\right)\right] \cdot 100 \ (cms) \qquad \text{(Ec. 3)}$$

donde las unidades a utilizar deben ser metros y Kilo Newtons (kN). M_o es el momento isostático del vano ($M_o = qL^2/8$), y los momentos de los extremos son los readaptados plásticamente según la EF-96 en m.kN, y con todos los valores en servicio, es decir $\gamma_f = 1$.

Obsérvese que si el vano es biapoyado:

$$f_{inst,v} = \frac{L^2}{48 \cdot E \cdot I_e} \cdot 5 \cdot \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_e} \qquad \text{(Ec. 4)}$$

Si el vano es extremo, es decir, se puede considerar empotrado elásticamente-apoyado (Figura 2).

$$M_i = 0$$
$$M_j \cong 0,67 \cdot M_{01} \cong \frac{q \cdot L^2}{12} \qquad \text{(Ec. 5)}$$

Y por tanto:

$$f_{inst,v} = \frac{L^2}{48 \cdot E \cdot I_e} \cdot \left[5 \cdot M_0 - 3 \cdot \left(|0| + |0,67 \cdot M_0|\right)\right] =$$
$$= \frac{3 \cdot M_0 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_e} = \frac{q \cdot L^4}{128 \cdot E \cdot I_e} \qquad \text{(Ec. 6)}$$
$$= \frac{q \cdot L^4}{128 \cdot E \cdot I_e} = 0,6 \cdot f_{inst}, \textit{vano biapoyado}$$

Cuando el vano es intermedio (Figura 3):

$$|M_i| \cong |M_j| \cong 0,5 \cdot M_0 \qquad \text{(Ec. 7)}$$

$$f_{inst,v} = \frac{L^2}{48 \cdot E \cdot I_e} \cdot \left[5 \cdot M_0 - 3 \cdot \left(0,5M_0 + 0,5M_0\right)\right] =$$
$$= \frac{2 \cdot M_0 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_e} = \frac{q \cdot L^4}{192 \cdot E \cdot I_e} = 0,4 \cdot f_{inst}, \ \textit{vano biapoyado}$$

Como se ha visto, para el cálculo de la flecha en un forjado de H.A., a pesar de ser ésta una comprobación en servicio, no se han utilizado los momentos de empotramiento en los nudos que saldrían de un cálculo elástico, que darían menor valor de las flechas, sino los que se obtienen de una redistribución

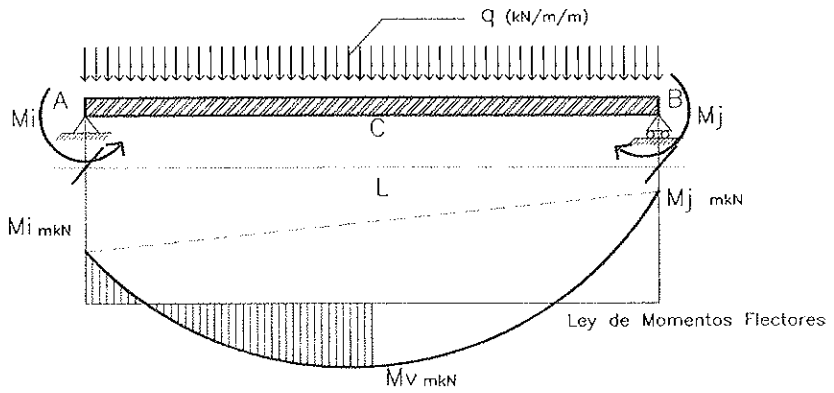


Figura 1. Ley de momentos flectores para una viga biempotrada elásticamente en sus extremos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

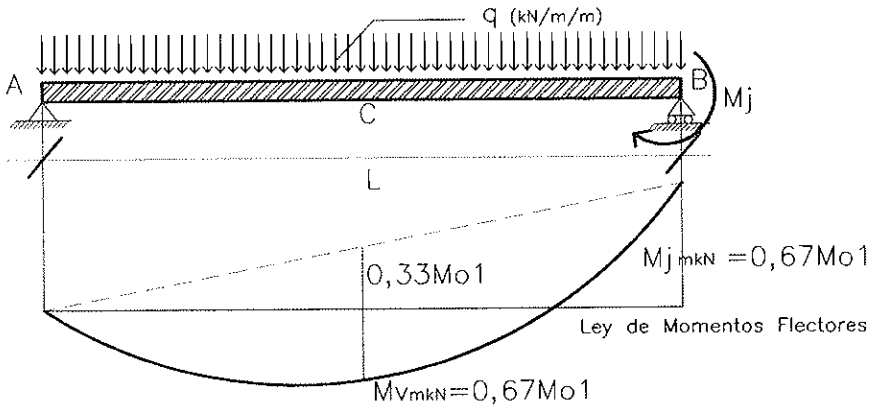


Figura 2. Redistribución plástica de la ley de momentos flectores para una viga empotrada-apoyada.

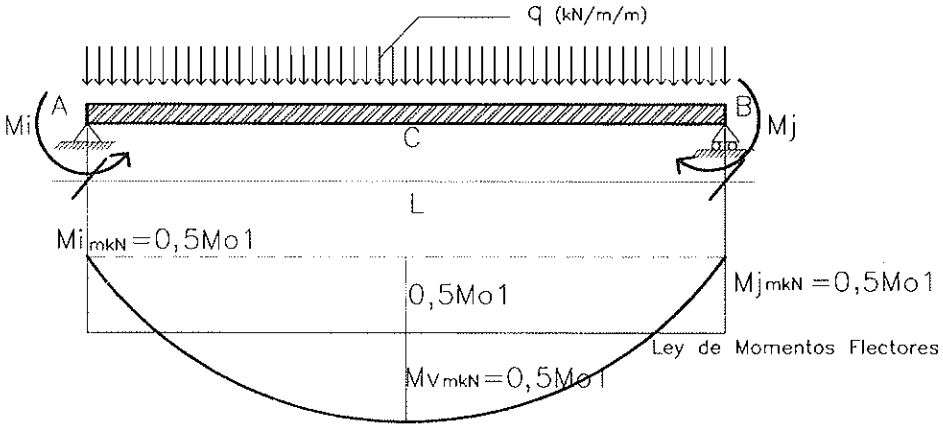


Figura 3. Redistribución plástica de momentos flectores para un vano intermedio en un forjado unidireccional.

plástica de los momentos, igualando en valor absoluto los momentos positivos y negativos como indica el método expuesto en la EF-96.

Existe discrepancia de opiniones sobre este tema, ya que hay autores que opinan que se deberían utilizar los momentos que salen del cálculo elástico pues al ser una comprobación en servicio, las secciones se comportarían sensiblemente en régimen lineal. A nuestro entender esto sería correcto si no fuera por la forma de ejecución de los forjados de edificación, con el cimbrado sucesivo de plantas, que hace que prácticamente todos los forjados pasen por estados de carga importantes durante su ejecución, y en muchos casos sobrepasando las cargas para las que han sido diseñados. Los momentos actuantes en estas tempranas edades, sobrepasan por lo general ampliamente los momentos de fisuración, y por tanto el hormigón a partir de ese instante se comportara en régimen no lineal.

Si se trata de un voladizo, se tiene:

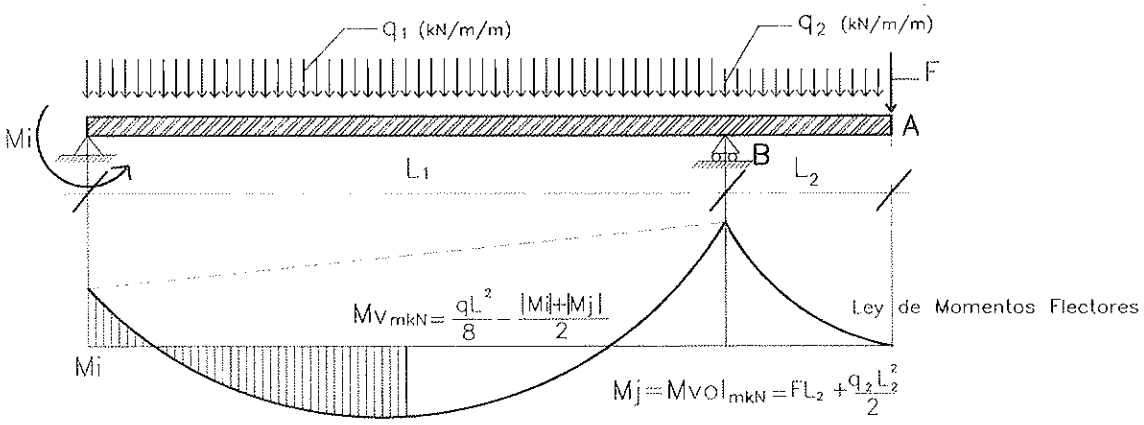


Figura 4. Ley de flectores para un voladizo y su vano adyacente, en un forjado unidireccional.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

La flecha total instantánea en el extremo del voladizo, punto A, es la suma de tres flechas, la producida por la carga puntual F (f_{A1}), la producida por la carga uniformemente repartida q_2 (f_{A2}) y la debida al giro en el punto B (f_{A3}).

Aplicando los teoremas de Möhr se pueden obtener estas tres flechas, que son:

$$f_{A1} = \frac{FL_2^3}{3EI_2}; \quad f_{A2} = \frac{q_2 L_2^4}{8EI_2}; \quad f_{A3} = \theta_B L_2$$

$$f_A = f_{A1} + f_{A2} + f_{A3}$$

El giro en el punto B, también puede obtenerse aplicando los teoremas de Möhr, y su valor final es:

$$\theta = \frac{L_1}{3EI_1}\left(-\frac{q_1 L_1^2}{8} + \frac{M_i}{2} + \frac{q_2 L_2^2}{2} + FL_2\right)$$

que también puede expresarse de forma más sencilla como sigue:

$$\theta = \frac{L_1}{3EI_1}\left(-\frac{q_1 L_1^2}{8} + \frac{M_i}{2} + M_{vol}\right)$$

a su vez esta última ecuación puede simplificarse poniéndola en función de los momentos que tiene el vano contiguo al voladizo en su centro luz, y queda como sigue:

$$\theta = \frac{L_1}{3EI_1}\left(\frac{M_{vol}}{2} - M_v\right)$$

donde los giros positivos dan flechas hacia abajo y los negativos dan flechas hacia arriba, por lo que la flecha total en A, puede expresarse de la siguiente manera:

$$f_A = \frac{L_2^3}{EI_2}\left(\frac{F}{3} + \frac{q_2 L_2}{8}\right) + \frac{L_1 L_2}{3EI_1}\left(\frac{M_{vol}}{2} - M_v\right) \qquad \text{(Ec. 8)}$$

donde:

L_1 = Longitud del vano contiguo al voladizo.

L_2 = Longitud del voladizo.

E = Módulo de elasticidad del material, en este caso hormigón. Según EF-96 puede tomarse

$$E_c = 6000 \cdot \sqrt{f_{ck}}\left(en\ N/mm^2\right)$$

que no es más que una transcripción al Sistema Internacional del valor dado en la EH-91. Art. 26.9:

$$E_c = 19000 \cdot \sqrt{f_{ck}}\left(en\ Kp/cm^2\right)$$

la nueva EHE, Art. 39.6, propone la siguiente ecuación:

$$E_{0j} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8}\left(en\ N/mm^2\right)$$

I_1 = Inercia equivalente vano contiguo al voladizo.

I_2 = Inercia equivalente voladizo.

F = Carga puntual vertical en la punta del voladizo.

q_1 = Carga uniformemente repartida vano contiguo al voladizo.

q_2 = Carga uniformemente repartida del voladizo.

M_{vol} = Momento isostático del voladizo.

M_v = Momento positivo en el centro luz del vano contiguo al voladizo.

Todos los momentos deben tomarse en valor absoluto.

2.2 Obtención de la Inercia Equivalente

Para la obtención de la Inercia Equivalente de un vano sometido a flexión simple, formado por una pieza de sección constante de hormigón armado, se debe actuar como indica el Artículo 50.2.2.2. de la EHE.

Para el caso particular que nos ocupa de forjados unidireccionales de Hormigón Armado, de las Fichas Técnicas, se puede obtener la rigidez bruta (EI_b) y la fisurada (EI_f), en m^2kN/m de ancho, tanto de la sección del centro luz, como de las dos secciones de los apoyos, según su geometría y su armado, de las fichas técnicas.

El valor de la inercia equivalente para cada sección es:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left(1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right) \cdot I_f \ngtr I_b \qquad \text{(Ec. 9)}$$

donde:

M_f = Momento de Fisuración. $M_f = f_{ct,fl} \cdot I_b / y_1$ ó $M_f = f_{ct,fl} \cdot W_b$.

y_1 = Distancia del c.d.g. de la sección homogeneizada a la fibra más traccionada.

$f_{ct,fl}$ = Resistencia a flexotracción del hormigón; $f_{ct,fl} = 0{,}8\,(f_{ck})^{2/3}$(Kp/cm^2) ó $f_{ct,fl} = 0{,}37(f_{ck})^{2/3}$ (N/mm^2).

W_b = Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción.

M_a = Momento actuante en la sección.

I_b = Inercia bruta, pudiendo utilizar la bruta homogeneizada.

I_f = Inercia fisurada.

Multiplicando todos los términos de la Ecuación anterior por "E", y dividiéndolos por "EI_f", se tiene el siguiente resultado:

$$\frac{EI_e}{EI_f} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot \frac{EI_b}{EI_f} + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot 1 \qquad \text{(Ec. 10)}$$

Llamando:

$$a = \frac{M_f}{M_a}; \quad y = \frac{EI_e}{EI_f}; \quad x = \frac{EI_b}{EI_f}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

se puede construir el siguiente diagrama basado en la ecuación (Gráfica 1):

$$y = a^3x + (1 - a^3) \qquad \text{(Ec. 11)}$$

2.3. Obtención del momento de fisuración

El valor del momento de fisuración a nivel teórico es sencillo de obtener, pues sería:

$$M_f = \frac{0,37 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}}{y_1} \cdot I_b \qquad \text{(Ec. 12)}$$

donde:

M_f = Momento de fisuración de la sección.

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a compresión, en MPa (N/mm²).

I_b = Inercia bruta homogeneizada de la sección.

y_1 = Distancia del centro de gravedad de la sección homogeneizada a la fibra más traccionada.

Esta ecuación no es más que una aplicación inmediata de la clásica ley de ***Navier***, para las secciones sometidas a flexión simple:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y$$

Esto implica el conocer la posición de c.d.g. de la sección homogeneizada tanto en las dos secciones de apoyo como en la de centro luz, y su distancia a la fibra más traccionada (y_1). La complejidad aquí es grande, así como el engorro numérico, pues intervienen muchos factores.

Normalmente estos valores deben venir tabulados en las fichas técnicas de autorización de uso del forjado tanto para las secciones de apoyo como para las de centro de vano. De modo aproximado, el tema se puede simplificar estimando que el c.d.g. de la sección homogeneizada para los casos corrientes de geometría y cargas de forjados unidireccionales de hormigón armado, la (y_1) para el centro del vano es de $y_1 \approx 0,70.h$, y para los apoyos $y_1 \approx 0,30.h$, donde "h" es el canto total del forjado.

Con lo que, para el centro luz, suponiendo un H-25:

$$M_f \cdot E = \frac{0,37 \cdot (25)^{\frac{2}{3}}}{0,7 \cdot h} \cdot E \cdot I_b \cong 4500 \cdot \frac{E \cdot I_b}{h}; \text{(en m y kN)} \qquad \text{(Ec. 13)}$$

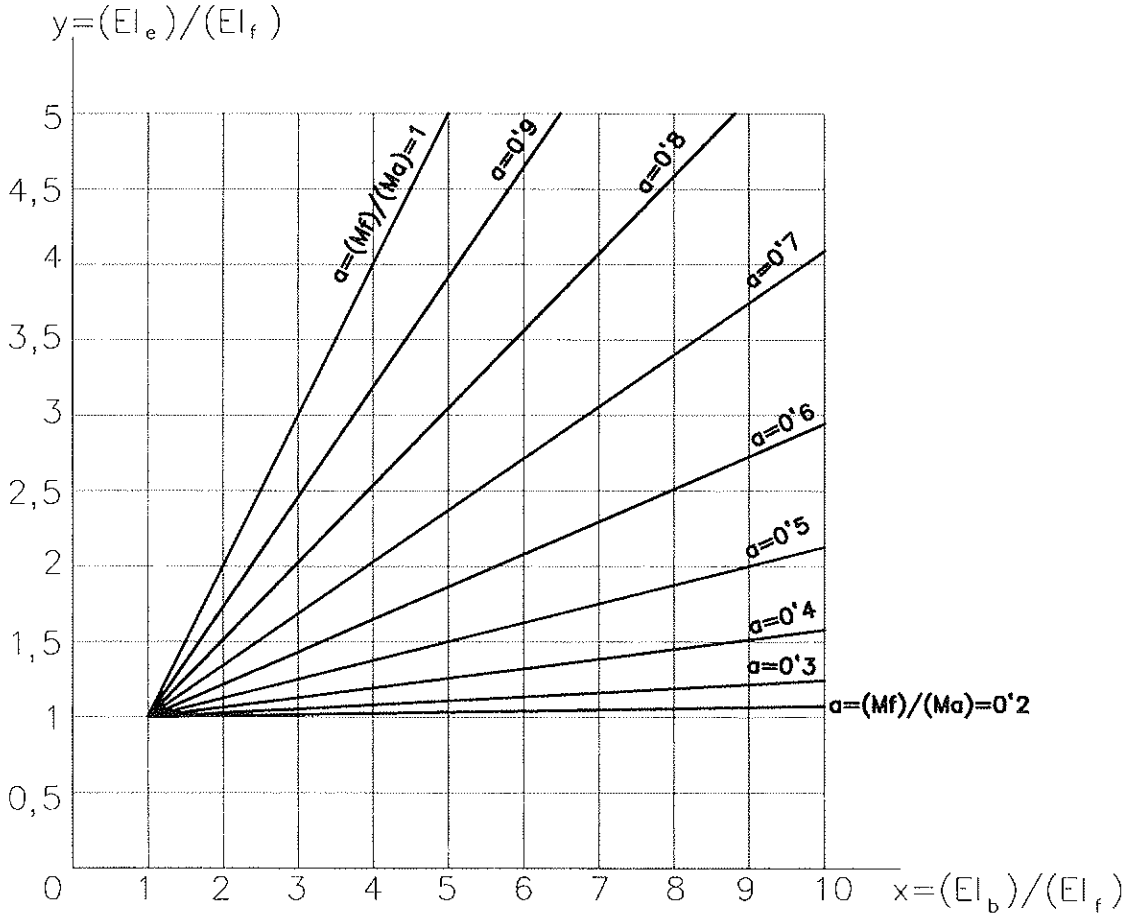
Para el apoyo:

$$M_f \cdot E \cong 10000 \cdot \frac{E \cdot I_b}{h}; \text{ (en m y kN)} \qquad \text{(Ec. 14)}$$

Con ello se puede obtener el cociente:

$$a = \frac{M_f \cdot E}{M_a \cdot E} \qquad \text{(Ec. 15)}$$

tanto para los apoyos como para el vano.



Gráfica nº: 1. Relación entre el valor "a" y "x", según la ecuación n.º: 11.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

A continuación se obtendría de la gráfica 1 el valor de la:

$$E \cdot I_c = y \cdot E \cdot I_f \qquad \text{(Ec. 16)}$$

para el vano y el apoyo.

Ya sólo falta el valor de la rigidez (EI_c) de toda la viga, que se puede obtener fácilmente según la EF-96 en los cuatro casos, de viga simplemente apoyada, viga en extremo, viga en vano interior y viga en ménsula, haciendo unos promedios entre las secciones de los apoyos y la sección del centro luz.

Considerando como despreciable en el caso de los forjados, el efecto de la posible armadura de compresión en la flecha activa total, es decir $\rho' \approx 0$, ya que ésta no existe o es muy pequeña, y estando su efecto, en caso de existir, del lado de la seguridad, ya se está en disposición de calcular la flecha instantánea total en el centro luz de la vigueta, utilizando las ecuaciones vistas en el punto 2.1.

3. FLECHA ACTIVA

La flecha activa, que es la que hay que limitar a los valores establecidos por la EF-96, es aquella que se produce a partir del momento en que se ejecuta la tabiquería, que es el elemento dañable. Es una suma de flechas instantáneas y diferidas, y algunas de las diferidas sólo en un tanto por ciento; y esta suma depende del proceso de ejecución, de qué elemento constructivo se ejecuta antes y cuál después de la tabiquería, y también de las relaciones de los pesos de cada elemento con respecto al peso total.

Para los casos de edificación con los valores más habituales, para un peso total del forjado del orden de 7 kN/m² (700 Kp/m²), (peso propio del forjado 3 kN/m²; peso propio de la tabiquería 1 kN/m²; peso propio del solado 1 kN/m² y sobrecarga de uso 2 kN/m²); se tienen los siguientes valores, considerando que el pavimento se ejecuta antes de la tabiquería (Tabla 1).

Estos valores son promedios tipo para los edificios de viviendas, suponiendo como se ha dicho anteriormente que la carga total es de 7 kN/m², y la sobrecarga de uso de 2 kN/m² (para otros edificios son orientativos). En el proceso constructivo se supone que el pavimento se ejecuta a 1 mes de descimbrar la estructura, que la tabiquería interior se ejecuta a los 2 meses del descimbrado de la estructura, y la puesta en uso del edificio a los 18 meses del descimbrado de la estructura.

Por tanto la flecha activa a considerar sería:

$$f_{act} = f_{ins,total} \cdot \Sigma K_i \cdot (\alpha_i + \beta_i) \qquad \text{(Ec. 17)}$$

$$f_{act} = f_{ins,tot} \cdot \Big[0{,}45 \cdot (0 + 1{,}12) + 0{,}15 \cdot (0 + 1{,}32) + 0{,}15 \cdot (0 + 2) + 0{,}25 \cdot (1 + 1)\Big] = f_{ins,tot} \cdot 1{,}50 \qquad \text{(Ec. 18)}$$

Caso de que la tabiquería se haga antes del pavimento, los coeficientes son todos iguales salvo el coeficiente de flecha instantánea del pavimento que pasa a ser de valor uno, y el de flecha diferida que pasa a valor dos, quedando la anterior ecuación como sigue:

$$f_{act} = f_{ins,\,tot} \cdot \Big[0{,}45 \cdot (0 + 1{,}12) + 0{,}15 \cdot (1 + 2) + 0{,}15 \cdot (0 + 2) + 0{,}25 \cdot (1 + 1)\Big] = f_{ins,\,tot} \cdot 1{,}75 \qquad \text{(Ec. 19)}$$

Los coeficientes β_i para la Flecha Diferida se han leído de los valores dados en la Tabla 6.2 de la EF-96.

Caso de que los plazos de ejecución de la tabiquería y de los solados no coincidieran con los dados por la Tabla 6.2 de la EF-96, se puede hacer una extrapolación de estos valores. Para un mejor resultado se ha hecho un análisis de regresión logarítmica de estos valores y da una ecuación con la siguiente forma:

$$\xi = 0{,}6809 + 0{,}2891 \cdot ln(m) \qquad \text{(Ec. 20)}$$

donde "ξ" es el coeficiente función del momento de aplicación de la carga, y "m", es el tiempo expresado en meses, esta ecuación es válida para el intervalo 0,5 meses y 96 meses (8 años). El índice de correlación de esta ecuación "r" es 0,99, por lo que la curva está muy bien ajustada a los valores de la tabla.

Esta ecuación es prácticamente igual a la dada en la referencia (7), y que es la siguiente:

$$\xi = 0{,}683 + 0{,}289 \cdot ln(t) \qquad \text{(Ec. 21)}$$

con significados similares.

Los coeficientes β_i para la Flecha Diferida de las distintas etapas de carga se obtienen de la siguiente forma:

$$\beta_i = \xi_{t=96} - \xi_{t=T}$$

Tabla 1. Valores promedios en edificación de los coeficientes a utilizar, para la obtención de la flecha activa

Elemento	K_i Peso Propio/Peso Total	α_i Coefici. Flecha Instantánea	β_i Coeficiente Flecha Diferida
Peso Propio Forjado	0,45	0	(2 – 0,88) = 1,12
Peso Propio Pavimentos	0,15	0	(2 – 0,68) = 1,32
Peso Propio Tabiquería	0,15	0	(2 – 0) = 2
Sobrecarga Uso	0,25	1	(2 – 0)* 0,50 = 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 2. Valores promedios en edificación de los coeficientes a utilizar, para la obtención del coeficiente ξ

Tipo de Carga	T (meses) Tiempo entre la puesta en carga y la ejecución de la tabiquería	ξ_i Para t = 96 meses	ξ_i Para t = T
Peso Propio Forjado	2	2	0,88
Peso Propio Pavimentos	1	2	0,68
Peso Propio Tabiquería	0	2	0
Sobrecarga Uso	0	2	0

Falta hacer la salvedad, que para el tramo de carga correspondiente a la sobre carga de uso, que suele ser en viviendas de 2 kN/m², el coeficiente correspondiente a la flecha diferida se multiplica por 0´5, ya que es de suponer que no se aplica la totalidad de la carga en toda la superficie, y además parte de esta carga (un 50%, se puede estimar), es móvil y no fijo, por lo que teóricamente no provocaría flecha diferida, al no estar aplicada en el mismo sitio el tiempo suficiente.

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se propone a continuación la resolución de un ejemplo tipo por el método propuesto.

La flecha a considerar en el cálculo de un forjado, es la **Activa**, que como ya se ha mencionado anteriormente, es aquella que se produce a partir del momento en que es colocada la tabiquería hasta tiempo infinito, aproximadamente 8 años (96 meses).

Este ejemplo esta ampliamente desarrollado en las referencias (8) y (9)

Se va a calcular por el método de la Instrucción EF-96, la flecha activa del vano "BC" del siguiente ejemplo (Figura 5):

Las características y datos son los siguientes:

a) Edificio de Viviendas.

b) Forjado de semiviguetas armadas, formadas por zapatilla de hormigón y celosía.

c) Intereje 70 cm.

d) Sobrecarga de uso = 2 kN/m².

e) Hormigón "in situ" f_{ck} = 25 N/mm².
Hormigón semivigueta f_{ck} = 25 N/mm².
Acero "in situ" B 400 S.
Acero semivigueta B 500 S.
Control Normal γ_c = 1,50; γ_s = 1,15 y γ_f = 1,60.

f) El proceso constructivo será el siguiente:

1. El solado se ejecuta 1 mes después del descimbrado.
2. La tabiquería de ejecuta 2 meses después del descimbrado.
3. El edificio es puesto en uso 18 meses después del descimbrado.

Lo primero es la elección del canto del forjado. Utilizando la fórmula de la EF-96, para no comprobar flechas:

$$h = \delta_1 \, \delta_2 \frac{L}{C} \qquad \text{(Ec. 22)}$$

donde:

δ_1 Factor que depende de la carga total y que tiene el valor de $\sqrt{\frac{q}{7}}$

Siendo "q" la carga total en kN/m².

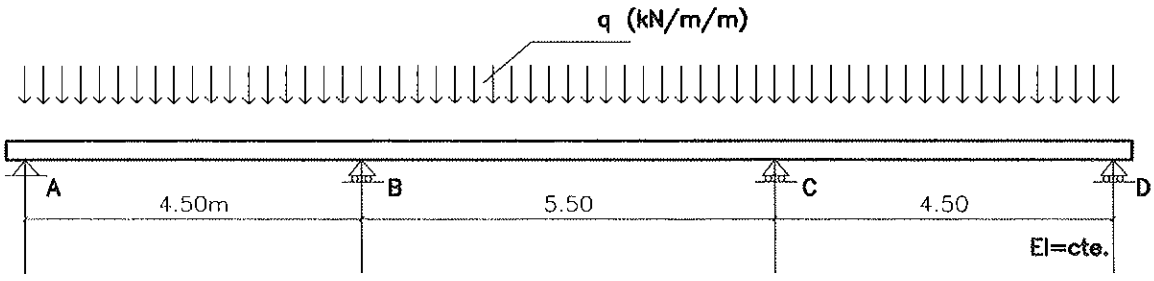


Figura 5. Viga continua del forjado a estudiar en el ejemplo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

δ_2 Factor que tiene el valor de $\sqrt[4]{\frac{L}{6}}$.

Siendo "L" la luz del forjado en metros.

Para este caso, se puede considerar que los valores son:

$\delta_1 = 1 \quad \delta_2 \approx 1$

– Vano Interior: c>L/25; c = 550/25 = 22 cm.

– Vano Extremo: c>L/22; c = 450/22 = 21 cm.

Estos valores son orientativos; por experiencia se ve que son un poco ajustados, por lo que es muy posible el tener problemas de flechas diferidas, a pesar que cumplen las restricciones de la EF-96. Asimismo, por limitaciones de aislamiento acústico, aislamiento al fuego y mínimos constructivos, se tomará un canto de 24 cm (20 + 4), que aproximadamente es c = L/23, (c ≈ 550/23).

La sección tipo del forjado es (Figura 6):

El cálculo manual de las características mecánicas de la sección da los siguientes valores:

a) Inercia bruta centro vano:
28.443 cm^4.
· Rigidez: EI = 10.250 m²kN/m

b) Inercia fisurada centro vano:
5.524 cm^4 .
· Rigidez: EI = 2.000 m²kN/m.

c) Inercia bruta apoyo:
26.331 cm^4.
· Rigidez: EI = 9.450 m²kN/m.

d) Inercia fisurada apoyo:
6.368 cm^4 .
· Rigidez: EI = 2.280 m²kN/m.

Las cargas gravitatorias que actuarán sobre el forjado son:

– Peso propio del forjado = 2´65 kN/m².

– P.p. solado = 1´25 kN/m²,

– P.p. tabiquería = 1´10 kN/m².

– Sobrecarga de uso = 2´00 kN/m².

Total **7 kN/m².**

Carga uniformemente repartida, q = 7 x 1 = 7 kN/m/m. de ancho.

Los diagramas de cargas, esfuerzos internos de momentos flectores, cortantes y armaduras de tracción del nervio del forjado estudiado a nivel esquemático, son los que aparecen en la Figura 7.

De las fichas técnicas de una casa comercial se obtienen los siguientes características mecánicas del forjado:

Canto del forjado:	24 cm (20+4 cm).
Entreeje:	70 cm.
Momento positivo último:	23´95 mkN/m.
Momento positivo fisuración:	6´67 mkN/m.
Rigidez total vano (bruta):	12060 m²kN/m.
Rigidez vano fisurada:	2900 m²kN/m.
Momento negativo último (2Φ12):	21´34 mkN/m.
Momento negativo fisuración:	14´30 mkN/m.
Rigidez total apoyo (bruta):	10970 m²kN/m.
Rigidez apoyo fisurada	2140 m²kN/m.

Aplicando la ficha propuesta, para la estimación de la flechas en el forjado, se obtiene el resultado de la Ficha 1.

5. CONCLUSIONES

Para terminar, como conclusiones se pueden extraer las siguientes:

a) Es un método que aprovecha los datos de las Fichas Técnicas suministradas por los fabricantes.

b) Es relativamente rápido y sencillo de aplicar.

c) La precisión del método es tan buena como lo sean los datos de las fichas técnicas del forjado y el método de obtención de flechas recogido en la EHE y EF-96.

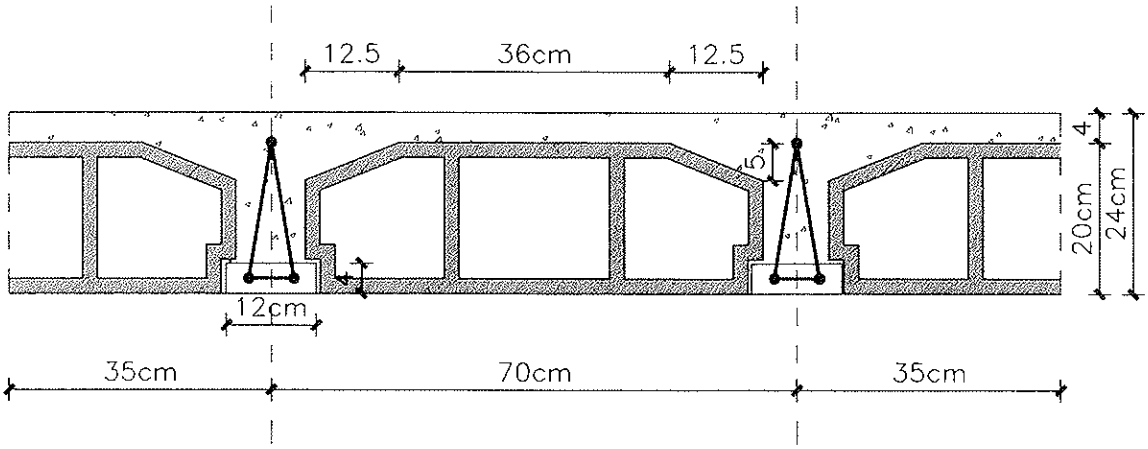


Figura 6. Sección tipo forjado unidireccional a estudiar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

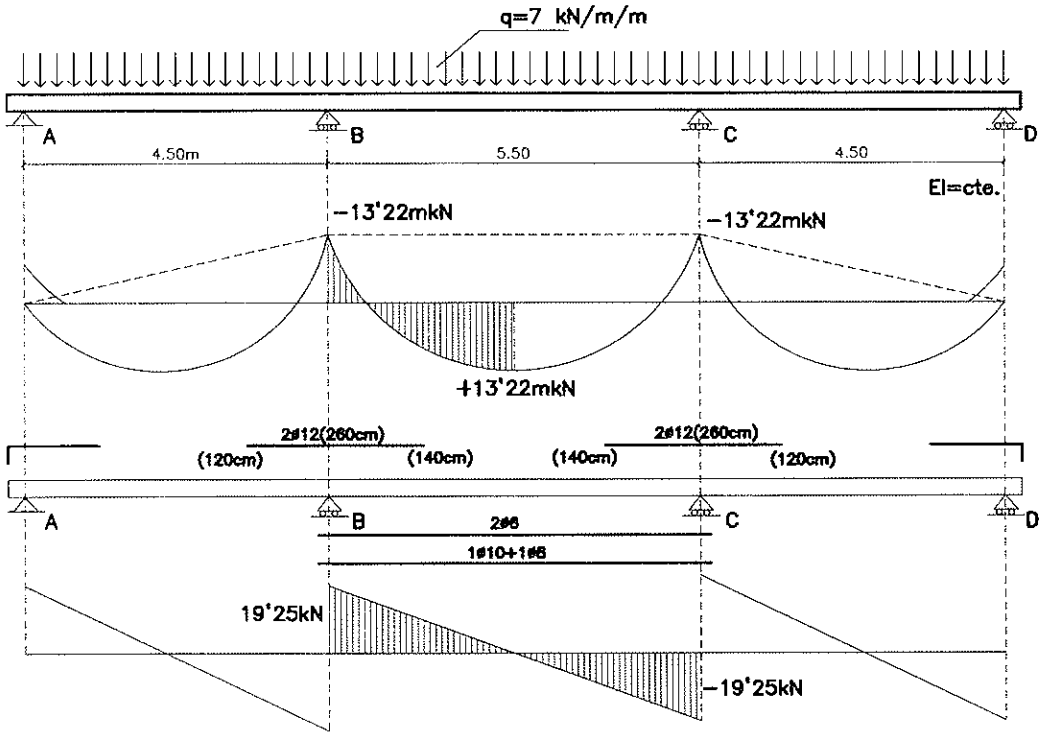


Figura 7. Diagramas de esfuerzos internos de momentos flectores y cortantes, y esquema de armado longitudinal, en el nervio del forjado unidireccional.

d) Se puede elaborar la hoja de referencia y añadirla a los datos contenidos en las Fichas Técnicas, para así poder realizar el proceso por parte de los técnicos que usan el forjado.

BIBLIOGRAFÍA

(1) Branson, D.E. *Deformation of Concrete Structures.* Mc Graw Hill. New York, 1977.

(2) Calavera Ruiz, J. *Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación.* INTEMAC, 4.ª Edición. 1988.

(3) Calavera Ruiz, J.; García Dutari, L. *Cálculo de Flechas en Estructuras de Hormigón Armado.* Intemac 1992.

(4) Comisión Permanente del Hormigón. *EHE. Instrucción de Hormigón Estructural.* Ministerio de Fomento. 1999.

(5) Comisión Permanente del Hormigón. *EF-96. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado.* Ministerio de Fomento. 1997.

(6) Comisión Permanente del Hormigón. *EH-91. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado.* MOPT. 1991.

(7) Grupo Español del Hormigón. GEHO. *Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación.* Boletin n.º: 17. Diciembre 1994.

(8) González Sánchez. A. *Cálculo de Flechas en forjados unidireccionales de Hormigón Armado (I).* Arquitectura Técnica, nº:24. 1994.

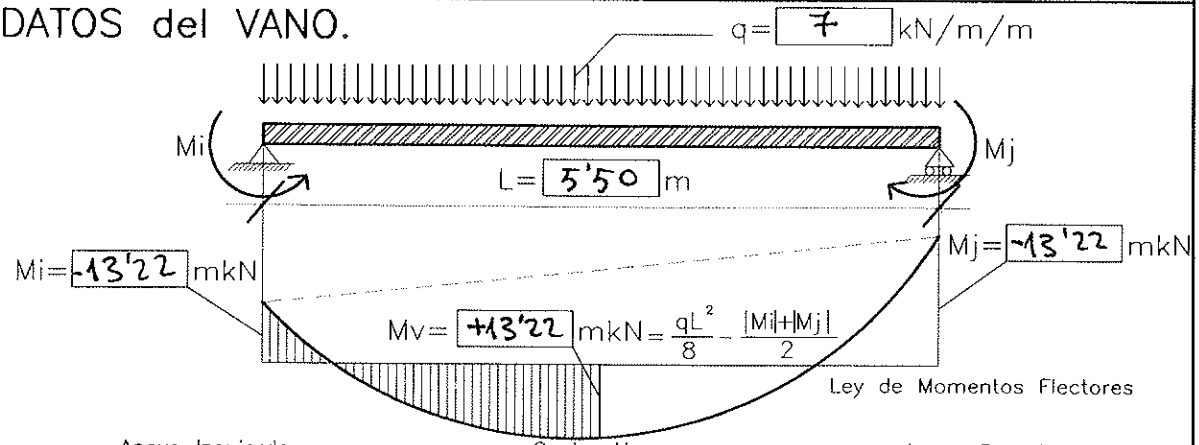
(9) González Sánchez. A. *Cálculo de Flechas en forjados unidireccionales de Hormigón Armado (II).* Arquitectura Técnica, nº:25. 1995.

(10) Lahuerta, Javier A.; Sanz, Cristina. *Fichas de características técnicas de un forjado nervado de hormigón armado.* Hormigón y Acero. nº 204. 2º Trimestre 1997.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

FICHA Estimación de Flecha en Forjado Unidireccional de H. Armado.

DATOS del VANO.



	Apoyo Izquierdo	Centro Vano	Apoyo Derecho	
Mf	14'30	6'67	14'30	mkN
a=Mf/Ma	1'08	0'50	1'08	
b=E.Ib	10.970	12.060	10.970	m² kN/m
c=E.If	2.140	2.900	2.140	m² kN/m
d=E.Ie	13.263	4.050	13.263	m² kN/m
	d=a³.(b−c)+c≤b=E.Ib	≤b=E.Ib		

A) Vano biapoyado: E.Ie(total)=E.Iev

B) Vano extremo: E.Ie(total)=0'85.E.Iev+0'15.EIj

C) Vano interno: E.Ie(total)=0'7.E.Iev+0'15.EIj+0'15.EIi

E.Ie(total)= 6.814 m² kN/m

ESTIMACION de la FLECHA.

$$A=\frac{5qL^4}{384}-\frac{|Mi|+|Mj|}{16}L^2=\frac{5\times7\times5'5^4}{384}-\frac{2\times13'22\times5'5^2}{16}=\boxed{33'41}\ m^2\ kN$$

$$f_{inst,bruta}=\frac{A}{EI_b}=\frac{33'41}{12.060}\times100=\boxed{0'277}\ cm$$

$$f_{inst,real}=\frac{A}{EI_{e,tot}}=\frac{33'41}{6.814}\times100=\boxed{0'490}\ cm$$

$$f_{inst,real}\geq f_{inst,bruta}$$

$$f_{activa}=1'75\times f_{inst,real}=\boxed{0'858}\ cm\leq f_{adm}=\begin{cases}\frac{L}{400}=\frac{550}{400}=\boxed{1'375}\ cm\\ \frac{L}{800}+0'60=\frac{550}{800}+0'60=\boxed{1'287}\ cm\end{cases}$$

Admisible.-

Es Recomendable que $f_{activa}\leq1cm$.

$$f_{total}=3\times f_{inst,real}=\boxed{1'47}\ cm\leq f_{adm}=\begin{cases}\frac{L}{250}=\frac{550}{250}=\boxed{2'20}\ cm\\ \frac{L}{500}+1cm=\frac{550}{500}+1cm=\boxed{2'10}\ cm\end{cases}$$

Admisible.-

De forma simplificada se puede estimar que:

$A=\frac{qL^4}{76'8}$;para vanos apoyados. $A=\frac{}{76'8}=$ [—]

$A=\frac{qL^4}{130}$;para vanos extremos. $A=\frac{}{130}=$ [—]

$A=\frac{qL^4}{190}$;para vanos intermedios. $A=\frac{7\times5'5^4}{190}=\boxed{33'71}\simeq33'41\ m^2\ kN$

Comprobación flecha según Norma EF−96, Art.6.3.6.3.

$$h=\delta_1.\delta_2.\frac{L}{c}=1.0'97.\frac{550}{25}=\boxed{22}\ cm<24cm.$$

$\delta_1=\sqrt{\frac{q}{7}}$;(q en KN/m2). h=canto mínimo forjado,no comprobar flecha.

$\delta_2=\sqrt[4]{\frac{L}{6}}$;(L en m). c=coeficiente Tabla 6.3.6.3. EF−96.

NOTA: Todos los valores en servicio, $\gamma f=1$

Ficha 1.

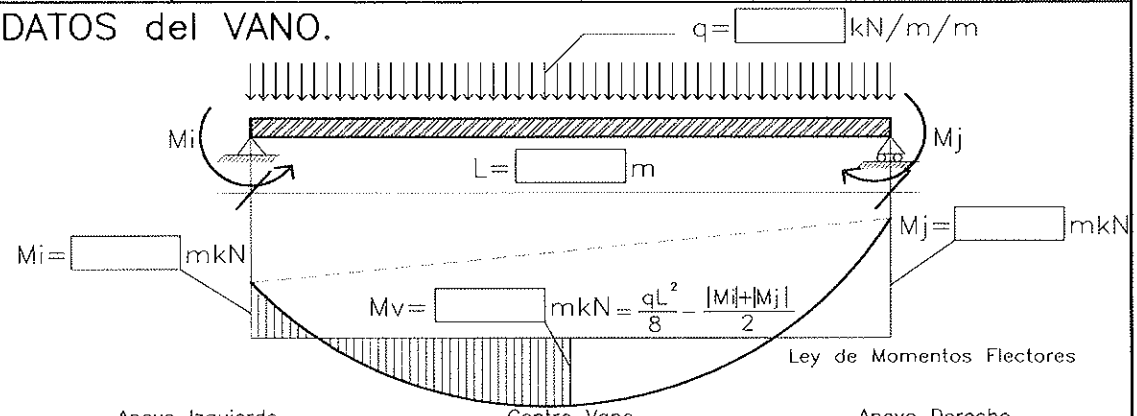
Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ANEXO.

A continuación se dan los dos modelos de fichas a incluir en las Fichas Técnicas de los forjados unidireccionales de hormigón armado, para la estimación de la flecha total y de la flecha activa, para **voladizos** y para **vanos biempotrados elásticamente.**

FICHA Estimación de Flecha en Forjado Unidireccional de H. Armado.

DATOS del VANO.



	Apoyo Izquierdo	Centro Vano	Apoyo Derecho	
Mf				mkN
a=Mf/Ma				
b=E.Ib				m² kN/m
c=E.If				m² kN/m
d=E.Ie	d=a³.(b−c)+c≤b=E.Ib	≤b=E.Ib		m² kN/m

A) Vano biapoyado: E.Ie(total)=E.Iev

B) Vano extremo: E.Ie(total)=0'85.E.Iev+0'15.EIj

C) Vano interno: E.Ie(total)=0'7.E.Iev+0'15.EIj+0'15.EIi

E.Ie(total)= m² kN/m

ESTIMACION de la FLECHA.

$$A=\frac{5qL^4}{384}-\frac{|Mi|+|Mj|}{16}L^2=\frac{\quad}{384}-\frac{\quad}{16}=\quad m^2\ kN$$

$$f_{inst,bruta}=\frac{A}{EI_b}=\frac{\quad}{\quad}x100=\quad cm$$

$$f_{inst,real}=\frac{A}{EI_{e,tot}}=\frac{\quad}{\quad}x100=\quad cm$$

$$f_{inst,real}\geq f_{inst,bruta}$$

$$f_{activa}=1'75xf_{inst,real}=\quad cm \leq f_{adm}=\frac{L}{400}=\frac{\quad}{400}=\quad cm \quad \frac{L}{800}+0'60=\frac{\quad}{800}+0'60=\quad cm$$

Es Recomendable que $f_{activa}\leq 1cm$.

$$f_{total}=3xf_{inst,real}=\quad cm \leq f_{adm}=\frac{L}{250}=\frac{\quad}{250}=\quad cm \quad \frac{L}{500}+1cm=\frac{\quad}{500}+1cm=\quad cm$$

De forma simplificada se puede estimar que:

$A=\frac{qL^4}{76'8}$;para vanos apoyados. $A=\frac{\quad}{76'8}=$

$A=\frac{qL^4}{130}$;para vanos extremos. $A=\frac{\quad}{130}=$

$A=\frac{qL^4}{190}$;para vanos intermedios. $A=\frac{\quad}{190}=$

Comprobación flecha según Norma EF−96, Art.6.3.6.3.

$$h=\delta_1.\delta_2.\frac{L}{c}=\quad .\ .\frac{\quad}{\quad}=\quad cm$$

$\delta_1=\sqrt{\frac{q}{7}}$;(q en KN/m2). h=canto mínimo forjado,no comprobar flecha.

$\delta_2=\sqrt[4]{\frac{L}{6}}$;(L en m). c=coeficiente Tabla 6.3.6.3. EF−96.

NOTA: Todos los valores en servicio, $\gamma f=1$

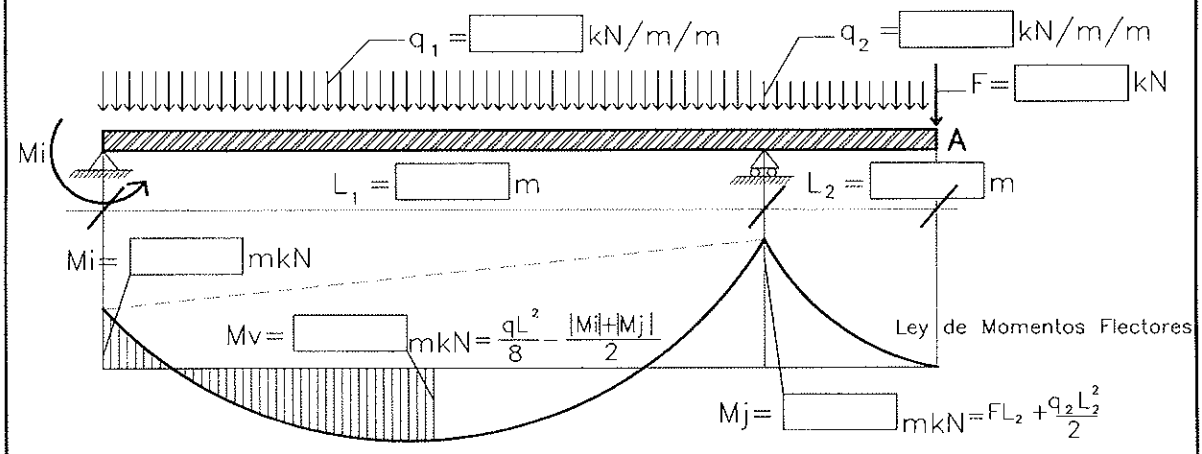
Ficha 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Investigaciones

FICHA | Estimación de Flecha en voladizo de Hormigón Armado.

DATOS del VANO.



	Apoyo Izquierdo	Centro Vano	Apoyo Derecho	
Mf				mkN
a=Mf/Ma				
b=E.Ib				m² kN/m
c=E.If				m² kN/m
d=E.Ie		≤b=E.Ib		m² kN/m

$d=a^3.(b-c)+c\leq b=E.Ib$

$E.Ie_1$ (total)= _____ m² kN/m **$E.Ie_2$ (total)=** _____ m² kN/m

A) Voladizo: E.Ie(total)=E.Ie(voladizo)
B) Vano extremo: E.Ie(total)=0'85.E.Iev+0'15.EIj
C) Vano interno: E.Ie(total)=0'7.E.Iev+0'15.EIj+0'15.EIi

ESTIMACION de la FLECHA.

$$f_{inst,real,A}=\left[\frac{L_2^3}{EI_{2e}}\left[\frac{F}{3}+\frac{q_2L_2}{8}\right]+\frac{L_1L_2}{3EI_{1e}}\left[\frac{M_{vol}}{2}-M_v\right]\right]x100=_____\ cm$$

$$f_{activa,A}=1'75xf_{inst,real}=_____\ cm\ \leq f_{adm}=\begin{cases}\dfrac{1'6.L_2}{400}=\dfrac{\quad}{400}=_____\ cm\\[2ex] \dfrac{1'6.L_2}{800}+0'60=\dfrac{\quad}{800}+0'60=_____\ cm\end{cases}$$

Es Recomendable que $f_{activa}\leq 1cm$.

$$f_{total,A}=3xf_{inst,real,A}=_____\ cm\ \leq f_{adm}=\begin{cases}\dfrac{1'6.L_2}{250}=\dfrac{\quad}{250}=_____\ cm\\[2ex] \dfrac{1'6.L_2}{500}+1cm=\dfrac{\quad}{500}+1cm=_____\ cm\end{cases}$$

NOTA: Todos los valores en servicio, $\gamma f=1$

Ficha 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Influencia de la geometría (altura, distancia entre pilares y canto del forjado) en las cuantías de hormigón y acero en estructuras de edificios con forjado unidireccional

Influence of geometric (height, distance between columns and slab depth) on the materials ratio obtained in the one way slab concrete building structures proyect

Jesús Gómez Hermoso
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FCC, Construcción, S.A.

♦

Jaime Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Prof. Titular de Edificación y Prefabricación
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P. de Madrid

RESUMEN

La experiencia en el proyecto y ejecución de estructuras de edificación, así como un breve, pero realista, estudio estadístico, permite afirmar que cerca del 60% de los edificios que se construyen tienen como uso fundamental la vivienda, estando constituida su estructura, en un porcentaje muy elevado de ocasiones, por pórticos de hormigón armado y forjados unidireccionales. Este hecho ha sido la causa fundamental que ha motivado el desarrollo de este estudio sistemático sobre la influencia que en estas estructuras puede tener la altura del edificio, la distancia entre pilares y el canto del forjado, persiguiendo como objetivo final facilitar unos criterios para la definición geométrica de la estructura y la elección de materiales.

Se ha procedido al cálculo de 80 edificios clasificados en función de la altura (bajo, medio y alto, con 5, 12 y 20 plantas tipo sobre rasante, respectivamente), el tipo de hormigón (H175, H200, H250, H300, H400 y H500), el tipo de acero (AEH400 y AEH500), la distancia entre pilares (corta y larga, con 5,00 y 6,00 m, respectivamente) y el canto del forjado (24, 26 y 29 cm, siendo la viga plana).

Tras la obtención de los resultados (presentados en una serie de figuras y gráficos), se realiza un análisis de cuantías de acero y de hormigón en pilares y vigas. El estudio se realiza para cada una de las alturas de edificio, distancia entre pilares y cantos de forjado elegidos.

PALABRAS CLAVE: ESTRUCTURA / EDIFICIO / ALTURA / LUZ / CANTO

SUMMARY

The project and construction experience of building structures, and a little (but reliable) statistic study, permit to affirm that near of 60% constructed buildings are block of tenements. Its structure usually is a concrete frame whith a one way slab. This is the reason to develope this sistematic study about the influence that the height of building, the distance between column and the slab depth have in this structures. The final object is to give some criteria to geometric structure difinition and the materials choice.

We have calculated 80 structure buildings modifying the height (small, intermediate and tall, with 5, 12 and 20 tipical floors over ground, respectively), the concrete class (H175, H200, H250, H300, H400 y H500), the steel types (AEH400 and AEH500), the distance between columns (short and long, 5,00 and 6,00 m, respectively) and the slab depth (24, 26 and 29 cm).

When the calculation results were obtained (as shown on a set of figures and graphs), we made an analysis to each height of buildings, distance between columns and slab depth choice.

1. INTRODUCCIÓN

Si intentamos recordar los edificios que se han proyectado y construido en los últimos años en nuestro entorno urbano,

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

posiblemente nos vengan a la memoria algunos de aquellos que podemos denominar singulares, ya sea por su altura, por sus grandes vanos o por la espectacularidad de sus formas. Sin embargo, haciendo un análisis estadístico suficientemente riguroso, podemos observar que el mayor volumen de construcción en edificación se centra en los edificios de viviendas y, estructuralmente hablando, en los ejecutados con pórticos de hormigón armado y forjado unidireccional.

La altura y número de plantas de estas construcciones es variada, aunque siempre es posible una agrupación en función de estas últimas. Así, básicamente, podrían clasificarse en edificios bajos de 3, 4 ó 5 plantas, edificios medios de 8 a 12 plantas y edificios altos entre 15 y 20 plantas, calificándose como rascacielos, y realmente singulares por el escaso número de realizaciones, aquéllos que se encuentran en las 30, 40 ó 50 plantas.

La elección de un número de plantas u otro normalmente no es una variable con la que actúe el proyectista, ya que las exigencias económicas del promotor y las urbanísticas de las autoridades municipales suelen marcar unas pautas muy estrictas. Sin embargo, cuando se han de tener en cuenta actuaciones sobre volúmenes a construir, y no sólo alturas, es posible que pueda existir cierta opción en la elección del número de plantas.

La separación entre pilares es otro aspecto que puede influir en los resultados finales de las cuantías de los materiales con que se ejecuta la estructura. Si bien existe un condicionante arquitectónico fundamental en su elección, con frecuencia el proyectista de la estructura tiene cierta opción en la definición de dicha distancia.

El canto del forjado es un tercer aspecto geométrico que influye de forma notable en la definición del edificio. En numerosas ocasiones son también los condicionantes arquitectónicos (altura libre mínima en cada planta) o urbanísticos (cota máxima de la cornisa), los que pretenden limitar el citado espesor. Sin embargo, los condicionantes estructurales (deformación máxima admisible) o acústicos deben ser tenidos en cuenta con el mismo o superior nivel de exigencia que los anteriores, sobre todo cuando puede afectar a la seguridad del edificio.

Las tres variables comentadas (altura del edificio, distancia entre pilares y canto del forjado) pueden tener una incidencia muy importante en las cuantías de materiales que se emplean en la construcción de las estructuras de los edificios. Sin embargo, no es fácil encontrar un estudio sistemático sobre la influencia que la variación de aquéllas tienen en éstas. En este documento se mostrará el estudio realizado sobre un modelo de estructura con pórticos de hormigón armado y forjado unidireccional, realizando un análisis de los resultados obtenidos para los parámetros considerados al modificar las citadas variables.

El presente artículo constituye un resumen de uno de los aspectos de la Tesis doctoral (1) del primero de los autores, dirigida por el segundo. Otros se encuentran recogidos en las publicaciones (2) y (3).

Algunos aspectos de la descripción del trabajo llevado a cabo, que ya han sido descritos con detalle (2), lo serán en el presente artículo de forma escueta.

La "Instrucción EH-91" (6) ha servido de base para los cálculos realizados en el estudio mencionado. Por esta razón se ha mantenido la nomenclatura de aquélla. De esta forma se pretende que se tenga presente en todo momento dicha circunstancia.

2. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS

Aunque el asunto central del presente trabajo se encuentra en el análisis de la influencia de aspectos geométricos del edificio a proyectar y construir, el planteamiento realizado para el desarrollo del estudio completo llevado a cabo ha sido considerar cinco variables y su influencia en una serie de parámetros relativos a cuantías de materiales en función de los valores dados a aquéllas.

Las variables consideradas son las siguientes:

- Altura y número de plantas del edificio.
- Tipo de hormigón.
- Tipo de acero.
- Luz entre pilares.
- Canto del forjado.

Junto a éstas existen otras variables que han sido consideradas en igualdad de condiciones para todos los casos estimados y, por tanto, sin influencia determinante en las conclusiones alcanzadas. Entre ellas, las principales son las siguientes:

- Tipo de forjado unidireccional.
- Deformación de vigas y forjados. Se ha tomado un canto igual o superior al mínimo recomendado por la "Instrucción EF-96" (5).
- Durabilidad.
- Encofrado, desapuntalado y desencofrado, y plazos. Se ha estimado que se realiza el mismo tratamiento en todos los casos, coherente con el tipo de forjado.

Tras realizar las consideraciones previas sobre el planteamiento realizado y las variables tenidas en cuenta, el objetivo fundamental perseguido por esta investigación es el de:

Aportar un análisis y unas conclusiones, obtenidas tras un estudio sistemático y riguroso de unos modelos estructurales, que sirva de base a arquitectos, ingenieros y otros profesionales afectados por la promoción, proyecto y construcción de edificios, en la definición de los criterios geométricos de la estructura.

3. PLAN DE INVESTIGACIÓN. EDIFICIOS TIPO

La investigación se ha planteado sobre edificios "normales", no singulares, que permitan obtener unos resultados que se puedan extrapolar de una forma razonable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

La elección del tipo de edificios se ha realizado en función de las alturas de los mismos (número de plantas) que la experiencia nos muestra como más frecuentes.

3.1. Clasificación de los edificios

La clasificación de los edificios se realiza según las cinco variables comentadas en puntos anteriores.

En la Tabla 1 se recoge el número de plantas sótano, baja, tipo y cubierta que se contemplan en los edificios bajo, medio y alto, respectivamente.

En la Tabla 2 se encuentran recogidos los tipos de hormigón considerados para cada tipo de edificio.

Los tipos de acero elegidos son el AEH400 y el AEH500.

El cuarto criterio de clasificación es la distancia entre pilares, considerando las luces corta (5,00 m) y larga (6,00 m). Para valores superiores, la experiencia permite afirmar que la solución estructural del forjado suele ser la de uno reticular.

Finalmente, el quinto criterio ha sido el canto del forjado. Se ha tomado como canto mínimo para cada luz aquél que recomienda la "Instrucción EF-96" (5) sin exigir un cálculo detallado de deformaciones total y activa. A partir de éste, que en los edificios de luz corta es de 24 cm, se ha planteado también para los mismos valores de 26 y 29 cm. En los edificios de luz larga el canto adoptado es de 29 cm. Ello permite establecer la comparación entre edificios con canto mínimo (para cualquiera que sea su luz), así como entre edificios que tengan el mismo canto, también para ambas luces.

3.2. Características geométricas

Para la primera característica a considerar, la planta del edificio, se ha adoptado una cuadrada de 30 m de lado. Este modelo permite una mayor extrapolación de resultados que los derivados de otras formas (H, L, circular, ...).

En los edificios de tipo bajo y medio se han dispuesto como elementos portantes pilares cuadrados con unas dimensiones mínimas de 25x25 cm. En los edificios altos, teniendo en cuenta la necesidad de plantear una mayor rigidez de la estructura frente a acciones horizontales, se han proyectado pilares apantallados situados de forma simétrica respecto a los ejes centrales y perpendiculares entre sí del edificio en planta. Su dimensión mínima es de 200x25 cm. En las Figuras 1, 2 y 3 se pueden apreciar los esquemas de las plantas de tres de los grupos de edificios, bajo, medio y alto, respectivamente.

Las vigas, con un ancho mínimo de 30 cm y máximo igual al del pilar en que apoyan más tres veces el canto (vez y media el canto a ambos lados de la cara del pilar), se consideran, inicialmente, planas. Sólo en el caso de que la excesiva deformación obtenida en el cálculo así lo recomiende, se dimensionan vigas descolgadas en las plantas sótano, baja o tipo, y levantadas en la planta cubierta.

Los forjados, con los cantos de 24, 26 y 29 cm ya indicados (calculados con nervios ejecutados "in situ"), se han dimensionado con un ancho de nervio de 12 y 15 cm, y un intereje de 82 y 85 cm, respectivamente, para las luces de 5,00 y 6,00 m. La capa de compresión en ambos casos es de 4 cm.

En los forjados no se han planteado irregularidades geométricas de ningún tipo, por otra parte habituales en los edificios que se proyectan y construyen. Sin embargo, consideramos

TABLA 1

	E. BAJO	E. MEDIO	E. ALTO
Planta cubierta	1	1	1
Plantas tipo	5	12	20
Planta baja	1	1	1
Plantas sótano	2	3	4

TABLA 2

	H175	H200	H250	H300	H400	H500
E. BAJO	x	x	x	x		
E. MEDIO	x	x	x	x	x	
E. ALTO			x	x	x	x

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

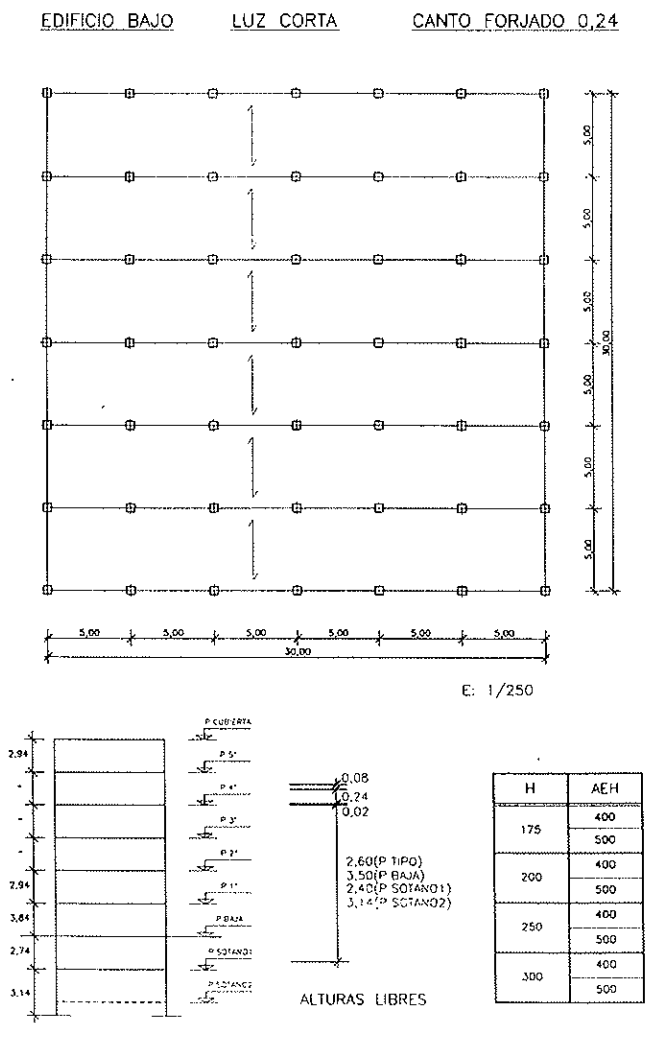


Figura 1.
Edificio bajo.

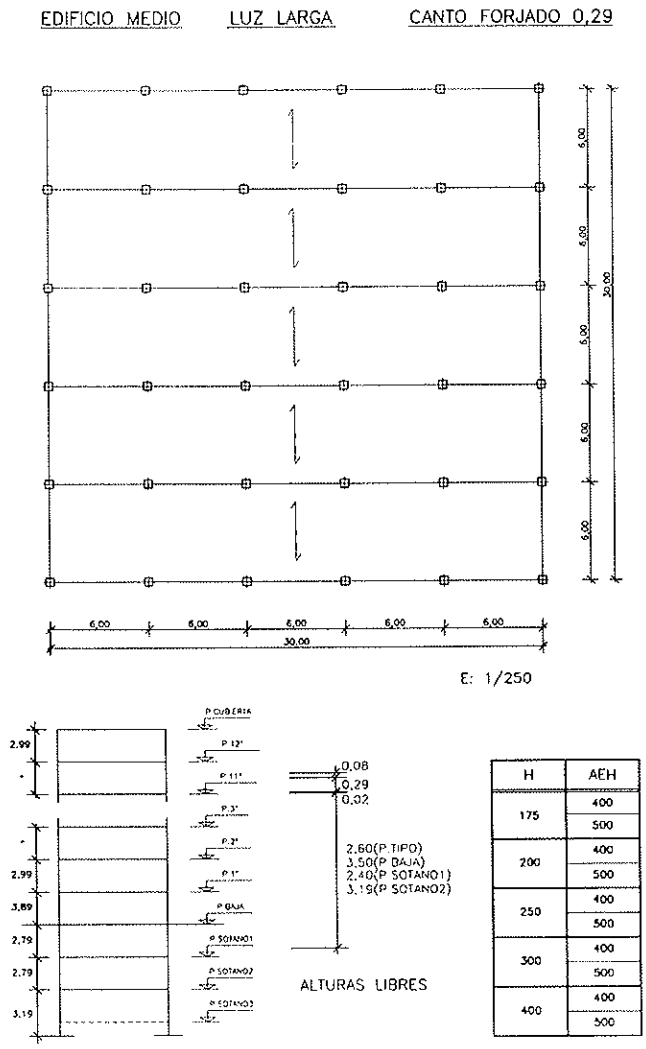


Figura 2.
Edificio medio.

que la no disposición de huecos para paso de conductos de instalaciones, escaleras o ascensores, así como tampoco voladizos de balcones o cornisas, permite evitar las distorsiones que estos factores pudieran introducir en la valoración de los parámetros estudiados.

La distancia vertical establecida entre forjados, siguiendo los criterios habituales de proyecto y construcción de viviendas, es la suma de solado (8cm), yeso y pintura en techo (2 cm) y altura libre (2,40 m, 3,50 m y 2,60 m, respectivamente, para plantas sótano, baja y tipo).

Los usos considerados de forma genérica son los de garaje en plantas sótano, locales comerciales en planta baja y vivienda en plantas tipo.

3.3. Grupos de edificios

La combinación de este conjunto de valores para las variables establecidas, compuesto por tres alturas distintas, seis tipos de hormigón, dos tipos de acero, dos luces entre pilares y tres cantos diferentes de forjado, arroja un total de 80 edificios que quedan clasificados en nueve grupos.

En la Tabla 3 se encuentra recogida de una forma gráfica la clasificación llevada a cabo, presentándose la nomenclatura que se ha adoptado para la denominación de los grupos.

4. PROCESO DE CÁLCULO

4.1. Método de cálculo

El análisis de las solicitaciones se ha realizado mediante un cálculo espacial, por métodos matriciales de rigidez, formando parte del mismo todos los elementos que definen la estructura (pilares, vigas y forjados).

Se ha establecido la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando seis grados de libertad, y se ha creado la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre los nudos del mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

TABLA 3

	EDIFICIO			
LUZ (m)	**CANTO (cm)**	**BAJO (2/1/5/1)**	**MEDIO (3/1/12/1)**	**ALTO (4/1/20/1)**
CORTA (5)	24	BC4	MC4	
	26	BC6	MC6	
	29	BC9	MC9	
LARGA (6)	29	BL9	ML9	AL9
MATERIALES	HORMIGÓN (H-)	175	175	
		200	200	
		250	250	250
		300	300	300
			400	400
				500
	ACERO (AEH-)	400	400	400
		500	500	500

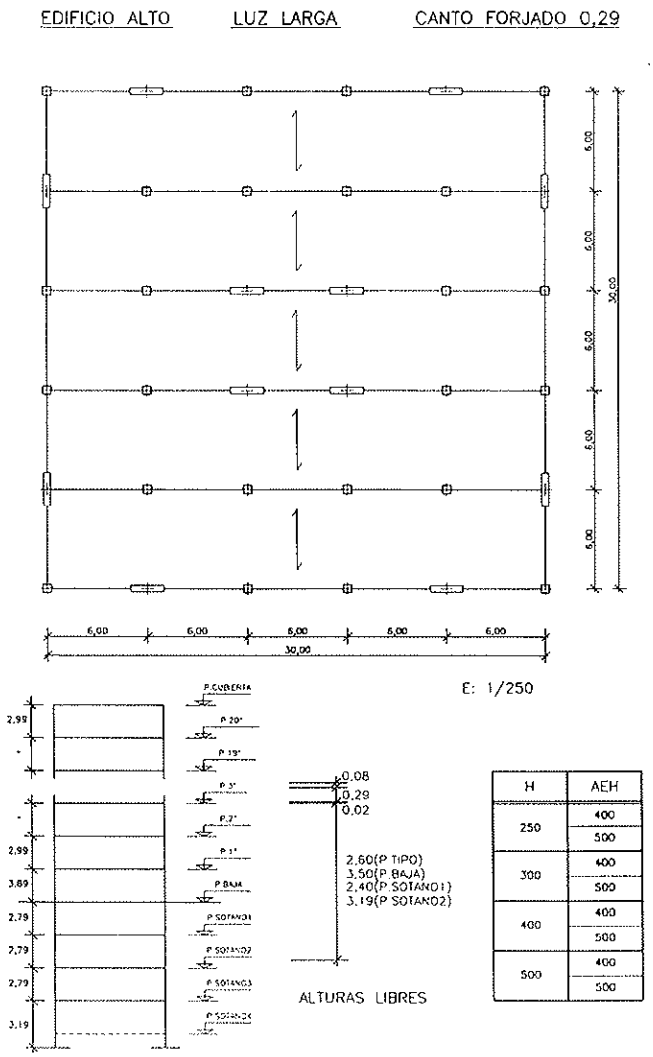


Figura 3.
Edificio alto.

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales y un cálculo de primer orden de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

Todos los cálculos estructurales, así como la medición de acero y de hormigón, se han realizado con el programa desarrollado por la empresa CYPE INGENIEROS, S.A.

4.2. Acciones consideradas

Las acciones gravitatorias introducidas en el cálculo han respetado los valores y criterios establecidos en la "NBE AE-88. Acciones en la edificación" (4), asignando a cada planta los usos de garaje en sótano, comercial en baja y vivienda en tipo.

La acción del viento se ha establecido siguiendo la "NTE ECV. Cargas de viento" (8), en una zona eólica X y en una situación topográfica normal.

Con el objetivo de obtener conclusiones extrapolables a la mayor superficie geográfica posible del territorio español, se ha considerado que los edificios se encontraban en una zona con una aceleración sísmica básica inferior a 0,04g; por tanto, sin acción sísmica según la "NCSE-94" (7).

La combinación de acciones se realiza según el "Artículo 32º. Establecimiento de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorable" de la "Instrucción EH-91" (6).

4.3. Criterios de cálculo y dimensionamiento

Las plantas que tiene cada edificio se asocian en grupos, incorporando dos, tres o cuatro plantas tipo en función de que sean bajos, medios o altos, respectivamente. El cálculo de los esfuerzos se realiza considerando todas las plantas del edificio de forma independiente, realizándose el dimensionamiento de una por grupo, aquella que tiene esfuerzos más desfavorables.

Aunque el cálculo desarrollado es lineal, se ha aplicado, con posterioridad a la obtención de esfuerzos, una redistribución de los mismos de un 15% en las vigas y de un 25% en los forjados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El dimensionamiento de los pilares se ha efectuado de tal forma que siempre se mantiene una cuantía de acero próxima a la máxima permitida por la Instrucción EH-91, modificando la sección de hormigón de los mismos. Este criterio permite optimizar la cuantía de hormigón y reducir su sección al incrementar la resistencia característica.

El cálculo de la deformación se realiza mediante el método de la doble integración de curvaturas, siguiendo los criterios que para la flecha activa establecen las Instrucciones EH-91 (6) y EF-96 (5).

5. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MODELO Y EDIFICIOS CONSTRUIDOS

Tras el cálculo y medición de los 80 edificios clasificados en 9 grupos se han obtenido, tanto para pilares como para vigas, el total de acero y hormigón empleados, así como su cuantía por m^2.

En el planteamiento del modelo se han ignorado los huecos y voladizos existentes en edificios "reales", lo que provoca que los resultados absolutos obtenidos para algunos parámetros puedan no ser extrapolables completamente a dichos edificios.

Para comprobar la bondad de las tendencias marcadas por los resultados del modelo, se ha realizado un estudio comparativo entre éste y un conjunto de diez edificios construidos con características próximas al tipo BC9. De la comparación entre la medición del modelo y la de los edificios construidos se obtienen las siguientes conclusiones:

- El acero en pilares es del mismo orden en ambos casos.
- En hormigón en pilares de los edificios construidos tiene una cuantía un 60% superior al modelo.
- El acero y el hormigón en vigas son, aproximadamente, el doble en los edificios reales que en el modelo.

Estas diferencias se explican porque para los edificios construidos no siempre se calculan los pilares con la cuantía máxima, así como por la existencia de huecos que provocan la aparición de zunchos, brochales y otros elementos que incrementan notablemente la cuantía de materiales.

Se ha realizado un segundo estudio que permite conocer, con criterios de cálculo homogéneos, la influencia que las irregularidades de un edificio con una planta habitual para construcción presenta en los resultados. Para ello se han ido modificando los huecos, voladizos, luces y direcciones de forjado desde el modelo inicial BL9 hasta obtener la planta tipo del BV9 (edificio bajo, con luz variable de vigas y forjados y canto 0,29 m) que aparece en la Figura 4.

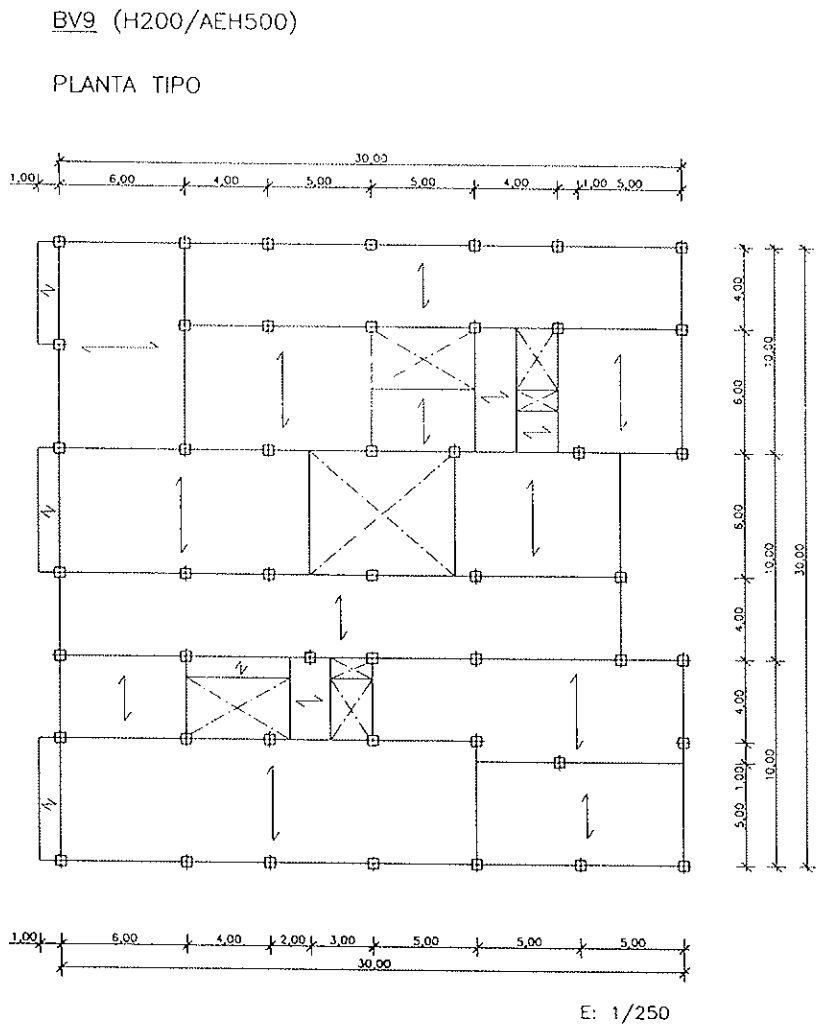


Figura 4. Modelo modificado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

De los resultados obtenidos de este estudio y las comparaciones realizadas, así como del anteriormente descrito, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- La diferencia de cuantías entre el modelo y los edificios construidos se debe, básicamente, a las irregularidades que estos últimos presentan en la distribución de su planta.

- Teniendo en cuenta que el estudio desarrollado pretende realizar, fundamentalmente, un análisis de tipo comparativo y de variaciones relativas, y nunca absolutas, los resultados que se obtienen con el modelo planteado son perfectamente válidos.

6. ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA ALTURA DEL EDIFICIO

Los resultados obtenidos tras efectuar los correspondientes cálculos han sido organizados en una serie de gráficos que recogen la información para cada uno de los parámetros analizados.

La representación se ha llevado a cabo en dos colecciones de figuras, una perteneciente al uso de acero AEH400 y otra con acero AEH500. En una publicación anterior (2) se ha analizado la influencia del empleo de uno u otro tipo de material. Existiendo una proporción entre los resultados obtenidos con ambos, y teniendo en cuenta que el análisis efectuado es de tipo relativo y comparativo, en este documento se aportan únicamente los correspondientes al acero AEH500.

Los parámetros estudiados, acero y hormigón en pilares y en vigas, desarrollados de forma independiente para cada uno de los dos materiales en cada uno de los dos tipos de elemento estructural, se detallan a continuación.

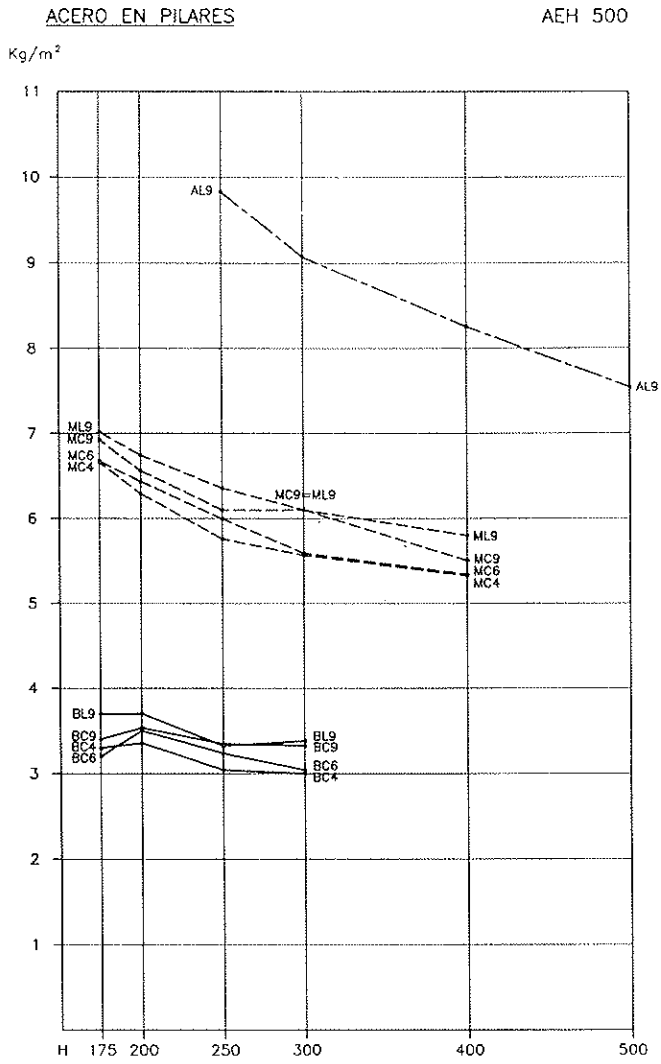


Figura 5.
Cuantía de acero en pilares.

6.1. Acero en pilares

En la Figura 5 puede apreciarse la cuantía de acero en pilares para los distintos grupos de edificios con distintos tipos de hormigón, siendo el tipo de acero en todos los casos el AEH500.

Existe una importante diferencia entre las tres alturas de los edificios que debe subrayarse: el empleo de pilares apantallados frente a las acciones del viento en el denominado "alto" (AL9). En los otros, bajo y medio, los pilares tienen sección cuadrada y con las menores dimensiones posibles que permitan no superar la cuantía máxima de acero indicada por la Instrucción.

Observando la mencionada figura se puede comprobar que la incidencia de la altura es trascendente en el parámetro aquí analizado. La acción horizontal del viento es un condicionante fundamental que hace que la cuantía de acero en pilares se duplique al pasar de un edificio bajo (5 plantas tipo) a otro medio (12 plantas tipo). El salto de un edificio medio a otro alto (20 plantas tipo) supone un incremento, aproximadamente, de un 50 %. Estas comparaciones se pueden establecer, fundamentalmente, para hormigones de los tipos H250 y H300, que son los comunes para los citados grupos de edificios.

Puede apreciarse también que la reducción de cuantía de acero en pilares, a medida que se incrementa la resistencia del hormigón, es mayor con el aumento de altura del edificio. Es decir, que en un edificio medio la mejora de las características mecánicas del hormigón supone, respecto a uno bajo, una mayor reducción de la cuantía de acero. Este hecho se debe a dos causas: en primer lugar, el incremento de acciones horizontales por el aumento de la altura del edificio se traduce en unos mayores momentos flectores sobre los pilares que, con un mayor aprovechamiento del bloque de compresión del hormigón, reduce las cuantías de acero. En segundo lugar, el incremento de altura del edificio se traduce en unos axiles mayores, lo que lleva a mayores secciones de hormigón en pilares y, por tanto, a un mayor brazo mecánico de cada una de ellas.

6.2. Hormigón en pilares

La cuantía de hormigón en pilares se incrementa notablemente al aumentar la altura del edificio. Entre uno bajo y uno

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

medio calculados con el mismo tipo de hormigón se produce un incremento entre un 25 a un 40 %, duplicándose prácticamente entre uno medio y uno alto, tal y como se puede apreciar en la Figura 6.

También puede observarse que a pesar de las diferencias entre los edificios bajos y medios, a medida que se incrementa la resistencia característica del hormigón, la distancia entre las cuantías de ambos tipos de edificios es menor. Los bajos alcanzan un valor asintótico para un hormigón tipo H300 que resulta del mismo orden del que tienen los medios para un hormigón tipo H400.

El esfuerzo que condiciona la dimensión de la sección de los pilares es, fundamentalmente, el axil. Esto explica la evolución descrita en el párrafo anterior.

El notable incremento que se produce en la cuantía de hormigón en pilares para edificios altos se debe, además del incremento de las secciones por el de los esfuerzos axiles, a la sección mínima elegida para los pilares apantallados, que se mantiene también en las plantas superiores.

Aunque la Figura 6 recoge los resultados obtenidos con un acero tipo AEH500, los que arroja el cálculo con un AEH400 son iguales. El dimensionamiento de los pilares se realiza, básicamente y como se ha comentado anteriormente, por los esfuerzos axiles a que se encuentra sometido. Teniendo en cuenta, además, las limitaciones establecidas por la Instrucción EH-91 al límite elástico del acero frente a este tipo de esfuerzos y en estos elementos estructurales, se concluye una influencia nula en este parámetro del tipo de acero empleado.

6.3. Acero en vigas

En la Figura 7 se recogen los resultados de este parámetro para los distintos grupos de edificios. Como puede observarse, para un mismo tipo de hormigón, canto del forjado y luz entre pilares, el paso de un edificio bajo a uno medio supone un incremento de 1 kg de acero en vigas por m^2 de estructura (aproximadamente un 20% en el modelo).

El paso de un edificio medio a uno alto, para un hormigón tipo H250 supone un incremento de un 13%. Con el incremento de la resistencia característica del hormigón hasta 300 o 400 kp/cm^2, aumenta la diferencia de cuantía entre ambos

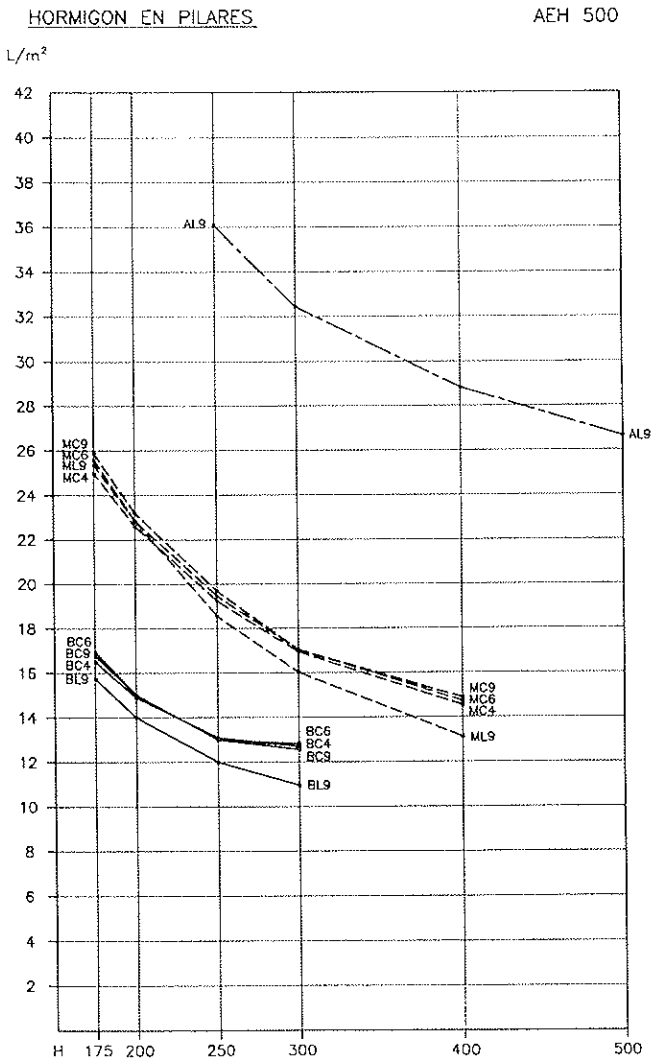


Figura 6.
Cuantía de hormigón en pilares.

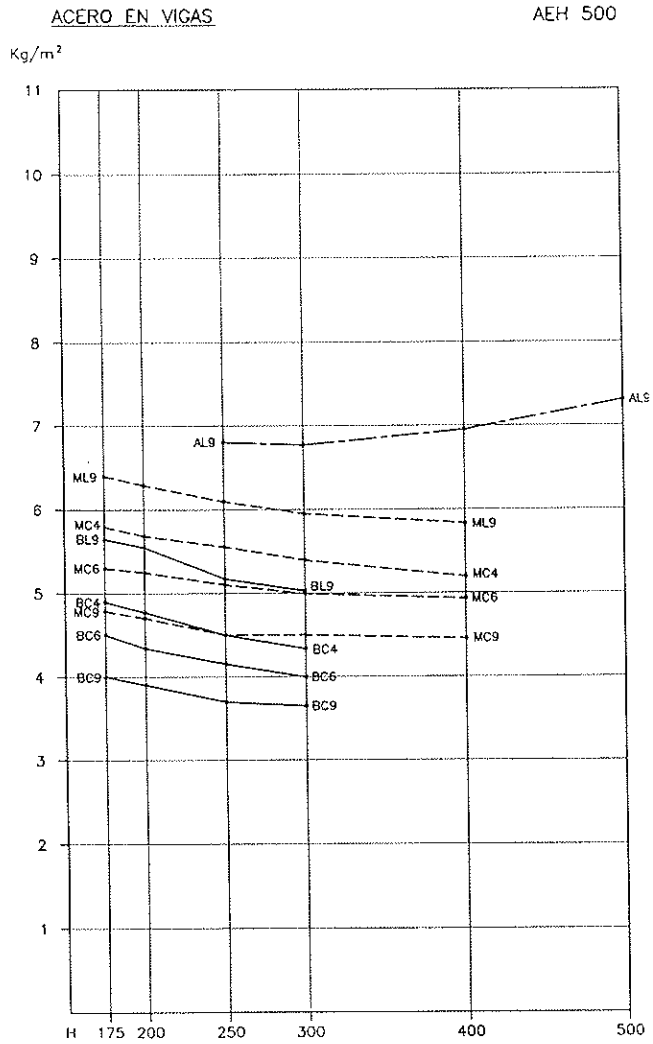


Figura 7.
Cuantía de acero en vigas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

tipos de edificio, al crecer en los altos. La explicación de este último incremento de acero en vigas se encuentra en el aumento de rigidez relativa de éstas respecto a los pilares, cuya sección disminuye con el incremento de la resistencia característica del hormigón.

Por otra parte, el incremento de la cuantía de acero en vigas al aumentar la altura del edificio se debe en una parte importante a la acción horizontal del viento. El mayor momento flector que han de recoger los nudos incrementa tanto el existente sobre los pilares como sobre las vigas. Al pasar a un edificio alto los pilares apantallados recogen una mayor parte del citado momento flector incrementándose menos la cuantía relativa del acero en vigas.

6.4. Hormigón en vigas

La cuantía de hormigón en vigas con el empleo de un acero tipo AEH500 se encuentra recogida en la Figura 8. En la misma puede apreciarse que al pasar de un edificio bajo a uno medio, ambos con luz corta, el incremento de aquélla es de unos 2 l/m^2 (aproximadamente un 10%), siendo ligeramente mayor para hormigones de menor resistencia característica.

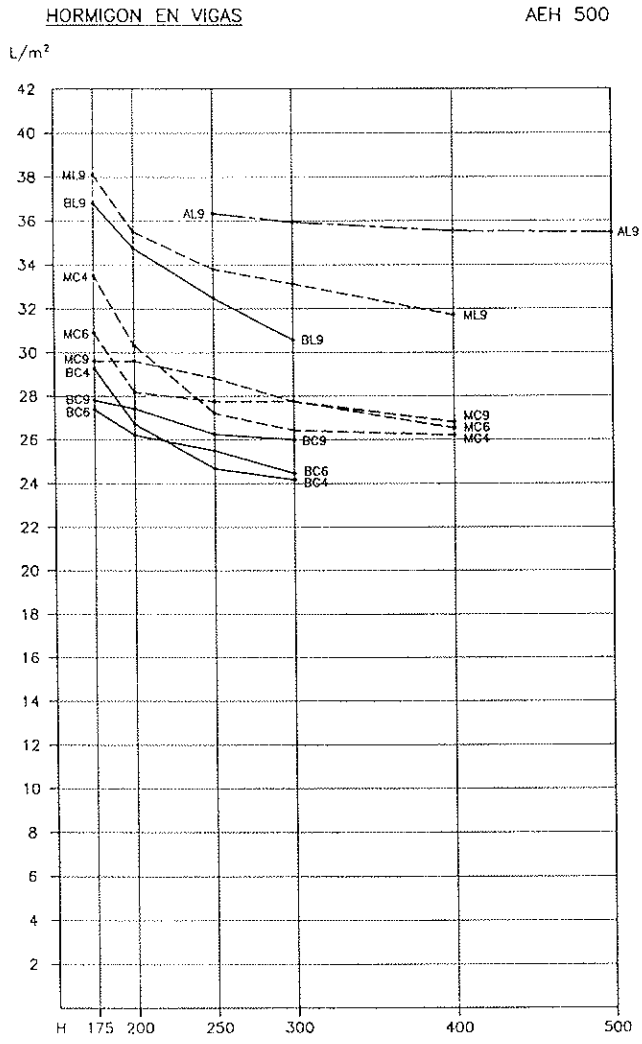


Figura 8.
Cuantía de hormigón en vigas.

Entre edificios bajo y medio, pero con luz larga, la diferencia es aún menor, siendo la misma también de unos 2 l/m^2 al pasar de uno medio a uno alto.

En la Figura 9 se han representado los gráficos correspondientes a la influencia de la altura del edificio en los cuatro parámetros analizados empleando unos hormigones tipo H250 y H300, un acero tipo AEH500, una luz de 6,00 m y un canto de 0,29 m. En la misma se aprecia que el incremento que se produce con la altura es lineal con hormigón H300, con unas variaciones relativas del 8 y el 9%. Sin embargo, con H250 se modifica la pendiente, presentándose una variación de un 4% entre un edificio bajo y uno medio, y de un 7% entre éste y uno alto.

En la Figura 8 se observa cómo la disminución de la cuantía de hormigón en vigas a medida que se incrementa la resistencia característica del hormigón, se ve reducida al aumentar la altura del edificio. Esta evolución se debe a la menor influencia que el tipo de hormigón empleado tiene en el dimensionamiento de los elementos que, como las vigas, trabajan fundamentalmente frente a esfuerzos de flexión.

7. ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA DISTANCIA ENTRE PILARES

En el estudio realizado se han considerado dos luces distintas: corta (5,00 m) y larga (6,00 m); ambas para los edificios bajos y medios, ya que los altos se han calculado únicamente con luz larga. En los subapartados siguientes se analiza la influencia que esta variable tiene en las cuantías de materiales (hormigón y acero) en pilares y vigas.

Además de las figuras que recogen los gráficos generales para cada parámetro (5, 6, 7 y 8), se muestran otras obtenidas por un "corte" según una línea paralela a las ordenadas de los anteriores, y ello para edificios bajo y medio, con cantos de forjado de 24 y 29 cm, respectivamente, para luces corta y larga, hormigones tipo H175 y H250, y acero tipo AEH500. Estos últimos se encuentran en las Figuras 10 y 11.

7.1. Acero en pilares

En la Figura 10 se aprecia la tendencia ascendente de la cuantía de acero en pilares con el incremento de la distancia entre pilares. Las variaciones son del mismo orden de magnitud, estando todas ellas entre un 6 y un 12%, aproximadamente la mitad que el aumento de la luz (20%).

Este aumento de cuantía se debe, por una parte al reparto de una misma acción horizontal sobre un menor número de pilares y, por otra, al mayor momento flector que las vigas con mayor luz transmiten a los soportes.

En la Figura 5 puede observarse que la diferencia entre edificios con distinta luz varía también en función del canto del forjado. Así, tanto para edificios bajos como medios y, sobre todo, para hormigones con resistencia característica igual o superior a 250 kp/cm^2, las diferencias entre edificios con canto del forjado de 29 cm es despreciable, mientras es algo mayor respecto a los que con luz corta tienen 24 cm de canto.

La explicación al hecho comentado en el párrafo anterior se encuentra en que con igual canto, las cargas gravitatorias per-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

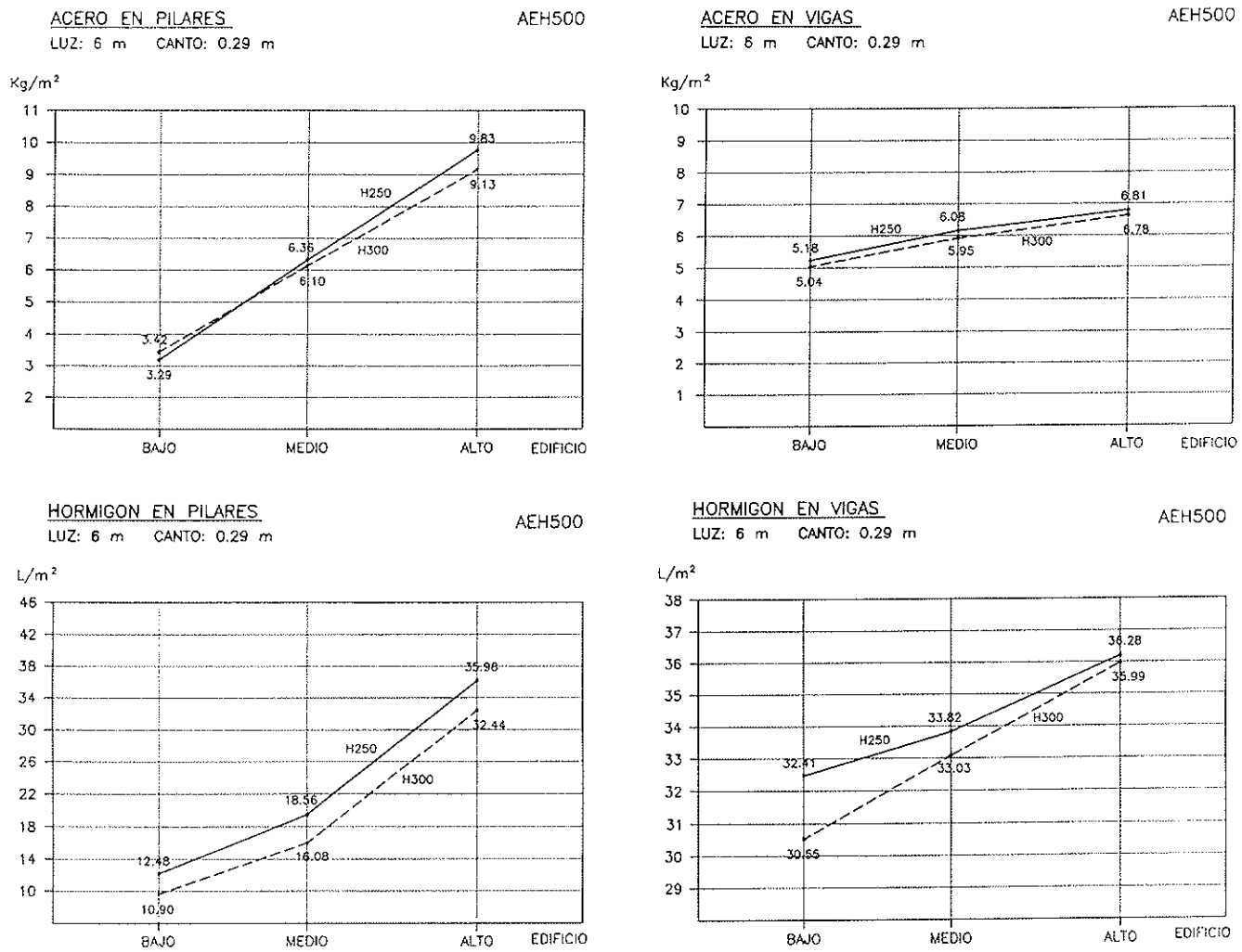


Figura 9.
Influencia de la altura del edificio.

manentes son las mismas y las cargas totales más parecidas que con cantos distintos. En edificios bajos, con un efecto escaso de la acción horizontal del viento en el dimensionamiento de la sección del pilar, la diferencia mencionada es menor. En edificios medios, en los que los esfuerzos de flexión son más determinantes en el dimensionamiento del acero de los pilares, esta diferencia se incrementa ligeramente aunque el canto del forjado sea el mismo.

7.2. Hormigón en pilares

En la Figura 10 puede apreciarse la tendencia generalizada a reducirse la cuantía de hormigón en pilares al aumentar la distancia entre los mismos, encontrándose aquella variación entre un 4 y 9% para los edificios recogidos en los gráficos de dicha figura.

La reducción del volumen de hormigón en pilares al aumentar la luz se debe, fundamentalmente, a los esfuerzos axiles como definitorios de la sección, así como al elevado número de pilares con sección mínima (25x25 cm^2).

Como se observa en la Figura 6, en los edificios bajos existe una diferencia constante entre los de luz corta (con cualquier canto de forjado) y el de luz larga, mientras en los edificios medios la diferencia se va incrementando a medida que lo hace la resistencia característica del hormigón empleado.

En estos últimos edificios medios citados, con luz corta y hormigón tipo H175 el porcentaje de pilares con sección mínima es sensiblemente menor que en otros casos, por lo que un incremento de distancia entre los mismos provoca un aumento de cuantía. La mayor acción horizontal del viento por ser edificio medio, y la mayor carga gravitatoria sobre cada pilar por tener 6,00 m de luz, incrementa el volumen de hormigón consumido. Sin embargo, al aumentar las características mecánicas de éste, su sección se aprovecha en mayor medida y provoca una mayor diferencia con los edificios de luz corta.

7.3. Acero en vigas

En la Figura 11 se aprecia un incremento de la cuantía de acero en vigas con el ascenso de la luz entre pilares. La variación, tanto para hormigón H175 como para H250, es de un 10% en edificios medios y algo superior, un 14%, para edificios bajos, siendo siempre menor la cuantía para el segundo de los hormigones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

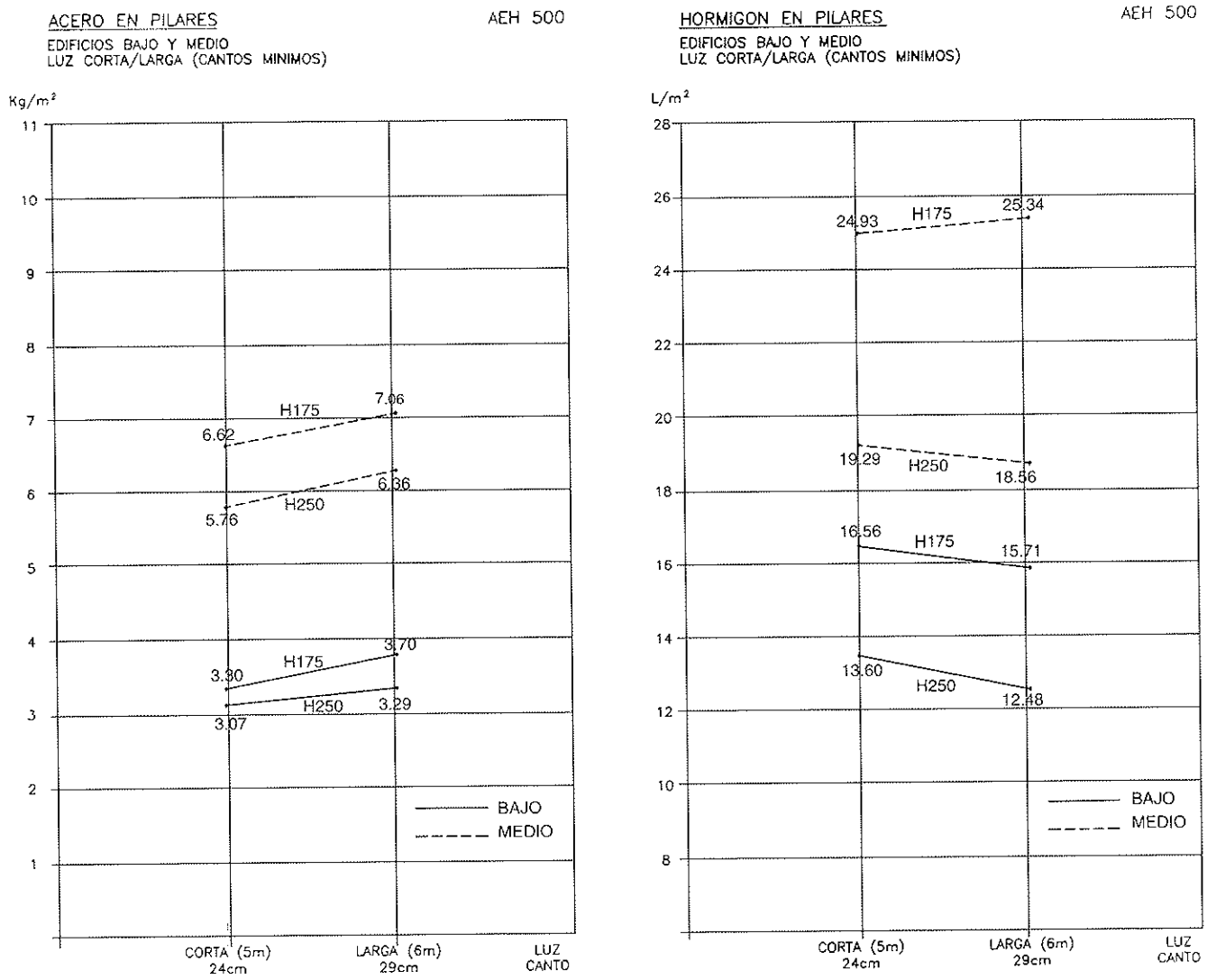


Figura 10.
Influencia de la luz en las cuantías de materiales en pilares.

Por tanto, un incremento de la luz de un 20% supone un aumento de la cuantía de acero del orden de la mitad (10 a 14%). El que este crecimiento de la luz influya más en los edificios bajos se debe a que los medios ya tenían una cuantía más elevada con luz de 5,00 m causada por la necesidad de cubrir los esfuerzos derivados de la superior acción horizontal del viento.

Los resultados comentados en los dos párrafos anteriores se refieren a cantos mínimos (24 cm para luz de 5,00 m y 29 cm para luz de 6,00 m). En la Figura 7, sin embargo, se puede observar que la comparación entre edificios de distinta luz pero igual canto (29 cm) arroja una diferencia superior, llegando a ser del orden del 30% de la cuantía. Esto se debe, como se verá en el apartado 8, a la reducción del acero empleado al producirse un aumento del canto del forjado.

7.4. Hormigón en vigas

La tendencia, tal y como se observa en la Figura 11, es también ascendente, siendo menor la cuantía para hormigón H250 cualquiera que sea el tipo de edificio.

Las variaciones sufren oscilaciones relativamente elevadas, siendo de un 14 y un 25%, respectivamente, para hormigones H175 y H250 en edificios medios, y de 26 y 31% en los bajos. Por tanto, salvo la excepción del primer caso, el incremento se encuentra alrededor del 25 al 30% al elevar la luz un 20%.

El origen de esta distinta evolución para un edificio medio con hormigón H175 es similar al comentado en el punto anterior para las cuantías de acero. En los otros tres casos, al ser sensiblemente menor la cuantía con luz de 5,00 m, se produce un mayor incremento relativo.

Por otra parte, observando la Figura 8, se aprecia que la tendencia de variación de la cuantía de hormigón en vigas es muy parecida tanto para distintos tipos de edificios (bajos y medios), como para distintos tipos de hormigones.

8. ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL CANTO DEL FORJADO

Al igual que en los parámetros estudiados en los dos apartados anteriores, en éste se realiza un "corte" paralelo al valor

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

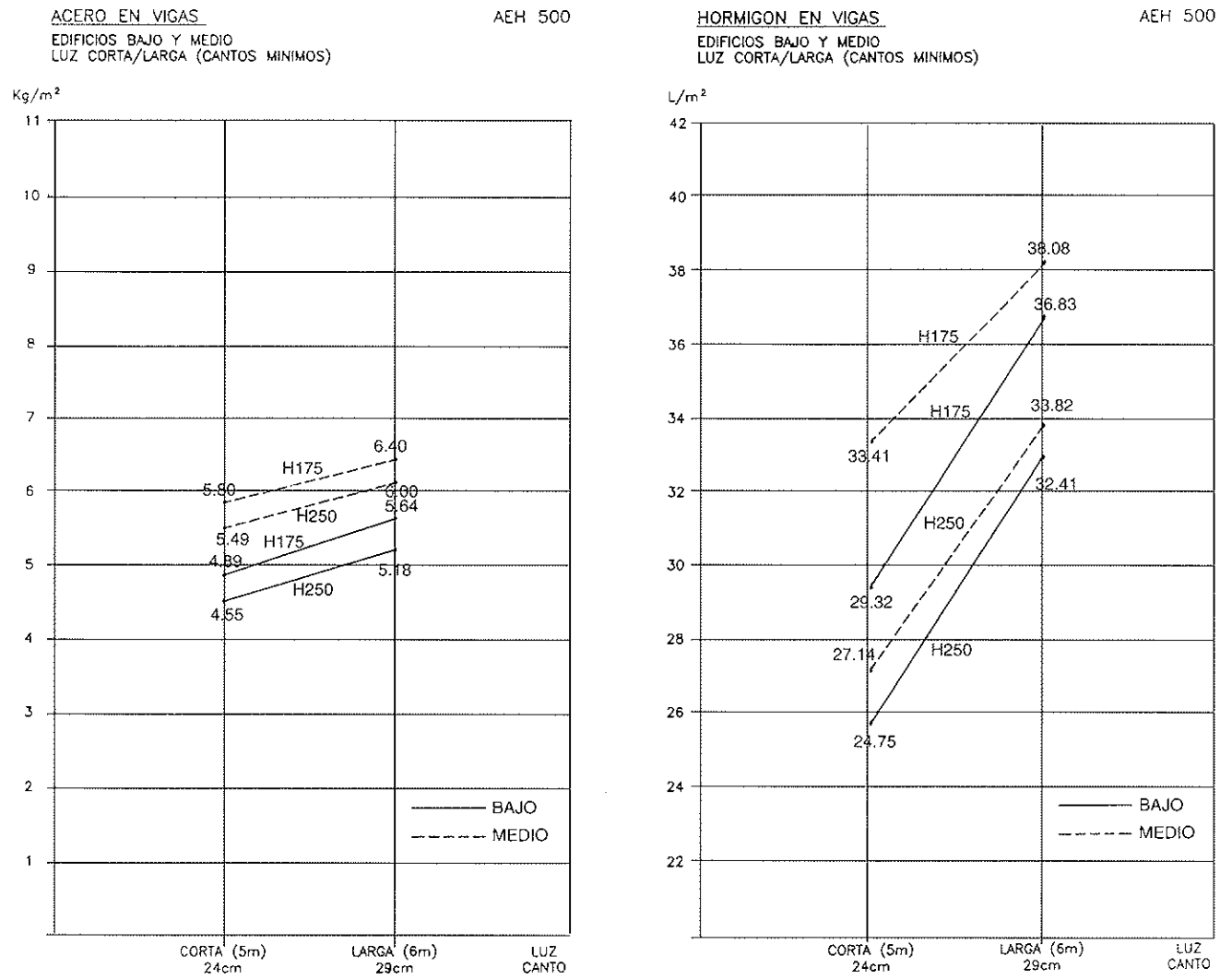


Figura 11.
Influencia de la luz en las cuantías de materiales en vigas.

de las cuantías en los gráficos de las Figuras 5, 6, 7 y 8. Así, en la Figura 12 se representan las cuantías de materiales en pilares y vigas para edificios bajo y medio, con luz corta (5,00 m), hormigón H250, acero AEH500 y cantos de 24, 26 y 29 cm.

8.1. Acero en pilares

Como se puede observar en la Figura 5, la tendencia general para cualquier tipo de edificio, o de hormigón empleado, es de crecimiento de la cuantía de acero con el aumento del canto, existiendo una diferencia de un 6% entre los valores extremos (24 y 29 cm) para los medios, y de un 9% para los bajos.

En la Figura 12 se aprecia, además, que el edificio medio presenta una cuantía superior en un 88, 79 y 83% para los cantos de 24, 26 y 29 cm, respectivamente.

El aumento del canto del forjado supone un ligero incremento de las acciones gravitatorias totales sobre los pilares, lo que repercute en su mayor cuantía de materiales.

8.2. Hormigón en pilares

En la Figura 6 se puede comprobar que, tanto en un edificio bajo como en uno medio, la influencia del canto del forjado en la cuantía de hormigón en pilares es prácticamente nula.

En la Figura 12, con algo más de detalle, se aprecia que en los edificios bajos desciende muy ligeramente con el aumento del canto, mientras en los medios se incrementa, pero también de forma casi despreciable.

8.3. Acero en vigas

En la Figura 7 se aprecia claramente la tendencia decreciente de la cuantía de acero en vigas con el incremento del canto del forjado, tanto para edificios bajos como para los medios.

En la Figura 12 se observa que la reducción es de un 8% al pasar de 24 a 26 cm y un 13% de 26 a 29 cm en un edificio medio, y un 10% de 24 a 26 cm y un 11% de 26 a 29 cm en un edificio bajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

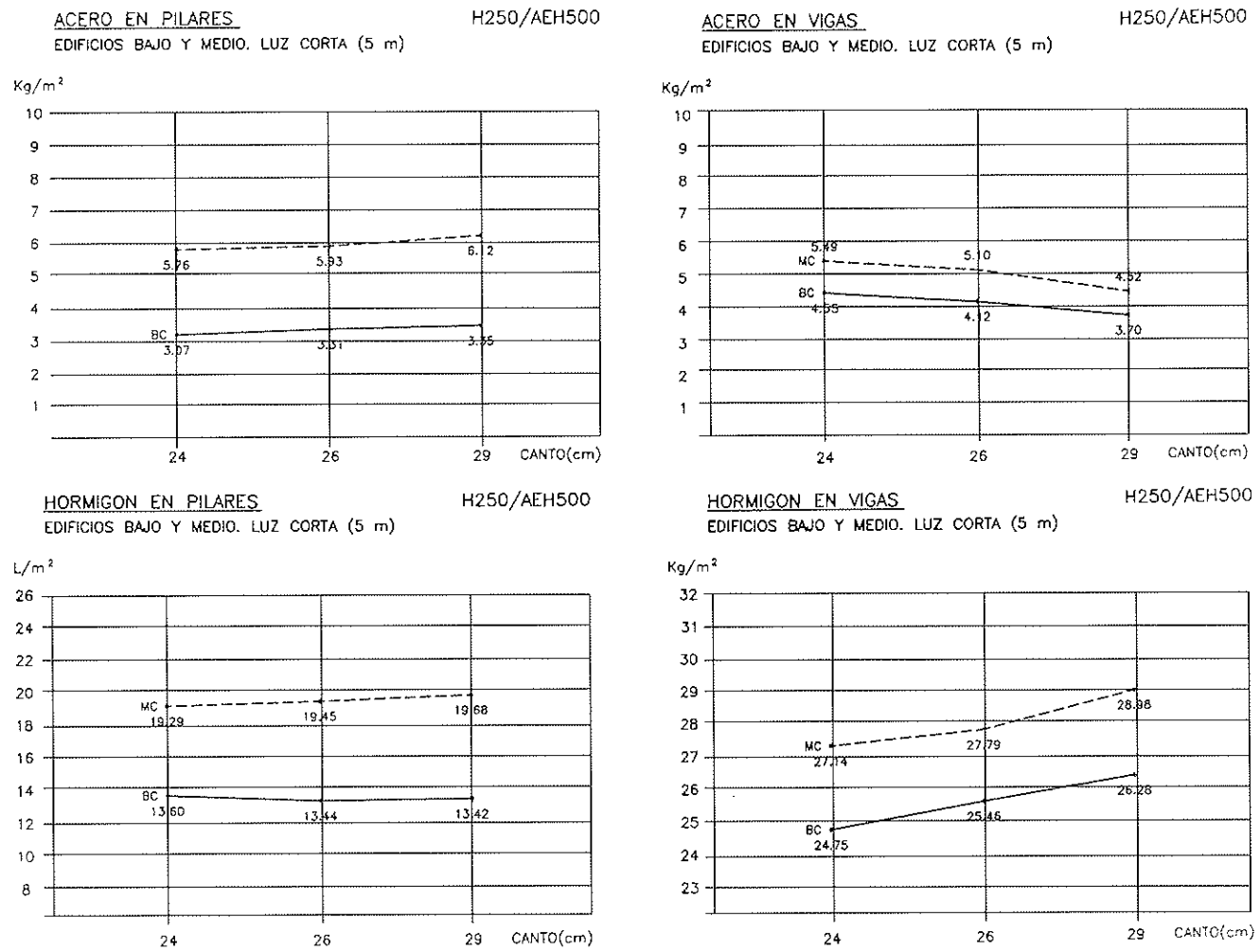


Figura 12.
Influencia del canto del forjado.

Al aumentar el canto, la armadura en vigas se reduce en el mismo porcentaje, aproximadamente, que se incrementa el canto útil. Esta relación es más directa en edificios bajos, siendo menor en los medios, en los que influye más la acción horizontal del viento.

8.4. Hormigón en vigas

En la Figura 8 se aprecia que la cuantía de hormigón en vigas se incrementa, en general, cuando aumenta el canto del forjado. Sin embargo, es superior en los casos de forjado de 24 cm de canto y hormigones de los tipos H175 y H200. La reducción del parámetro aquí analizado es más rápida en estos últimos, lo que demuestra el alto rendimiento que supone elevar la resistencia característica del hormigón al menos hasta valores de 250 kp/cm^2.

En la Figura 12 se observa la tendencia ascendente con el canto comentada en el párrafo anterior, siendo homogénea en los edificios bajos (3%), y teniendo una ligera variación en los medios según sea el cambio efectuado (2% entre 24 y 26 cm, y 4% de 26 a 29 cm).

El hecho de que el aumento de canto suponga siempre un incremento del hormigón empleado (casos representados en esta última figura), se debe, en gran medida, a que la comparación se establece entre edificios con una luz entre pilares de 5,00 m y una sección de hormigón en vigas próxima a la mínima de origen de este estudio. Elevar el canto de la sección no permite, por tanto, reducir en medida apreciable el ancho de la misma. Si se estableciera la comparación entre edificios de luz larga entre pilares (6,00 m) y distinto canto (en esta investigación sólo se contemplan cantos de 29 cm), con unos anchos de vigas superiores a los mínimos aquí definidos, el volumen de hormigón en las mismas posiblemente podría reducirse con el incremento del canto del forjado.

9. CONCLUSIONES

En los apartados anteriores se ha analizado pormenorizadamente la influencia que algunas variables geométricas de la estructura de un edificio (altura y número de plantas, distancia entre pilares y canto del forjado), tienen en las cuantías de materiales (hormigón y acero) en pilares y vigas.

En este punto noveno se presentan las conclusiones que pueden extraerse de dicho análisis. Considerando la variable "altura del edificio" son las siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

– Pasar de un edificio bajo a uno medio, duplica la cuantía de acero en pilares.

– El cambio de un edificio medio a otro alto la incrementa en un 50% (debe tenerse en cuenta que este último está calculado frente a las acciones horizontales con pantallas, y el primero con pilares).

– La cuantía de hormigón en pilares aumenta en un 50% al pasar de edificios bajos a medios, y se duplica entre éstos y los edificios altos (con pilares apantallados).

– La cuantía de acero en vigas aumenta con la altura del edificio, en un 20% al pasar de bajo a medio y en un 13% entre éste y uno alto.

– El consumo de hormigón en vigas aumenta con la altura del edificio de forma lineal, incrementándose en un 10% tanto al pasar de bajos a medios, como de estos a altos.

Sobre la influencia de la distancia entre pilares se han alcanzado las siguientes conclusiones:

– La cuantía de acero en pilares se incrementa en un 8% al pasar de un edificio con luz corta (5,00 m) a otro con luz larga (6,00 m).

– De modo genérico (por tanto, salvo alguna excepción), la cuantía de hormigón en pilares se reduce un 6% al aumentar la distancia entre pilares de 5,00 a 6,00 m.

– En edificios medios la diferencia entre luces corta y larga se aprecia a partir de hormigón H250.

– La cuantía de acero en vigas se incrementa en un 12% al aumentar la luz de corta a larga (de 5,00 a 6,00 m).

– De forma general, la cuantía de hormigón en vigas crece aproximadamente un 25% al aumentar la distancia entre pilares de 5,00 a 6,00 m.

La influencia del canto del forjado en los parámetros analizados permite alcanzar las siguientes conclusiones:

– El canto de forjado elegido no influye en la cuantía de acero en pilares.

– Tampoco influye en la cuantía de hormigón en pilares en edificios bajos, haciéndolo ligeramente en los medios.

– La cuantía de acero en vigas varía con el canto de una forma similar en edificios bajos y medios, reduciéndose al aumentar el mismo.

– Al aumentar el canto (de 24 a 26 cm y de éste a 29 cm) se produce un ligero incremento de un 3% en el consumo de hormigón en vigas. Ha de tenerse en cuenta que la comparación se establece entre edificios con luces cortas (5,00 m). Con mayores distancias entre pilares es posible que este parámetro no siguiera la misma tendencia.

REFERENCIAS

(1) Gómez Hermoso, J., 1998, "Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios", Tesis doctoral (Director J. Fernández Gómez), Universidad Politécnica de Madrid.

(2) Gómez Hermoso, J. y Fernández Gómez, J., 1999, "Influencia del tipo de hormigón y de acero en las cuantías de materiales obtenidas en el proyecto de estructuras de edificios de hormigón armado con forjado unidireccional", Revista "Hormigón y Acero", nº 211.

(3) Gómez Hermoso, J. y Fernández Gómez, J., 1999, "Influencia del tipo de hormigón y de acero, y de las características geométricas de la estructura, en los costes de materiales y en la superficie ocupada por los pilares en estructuras de edificios de hormigón armado con forjado unidireccional", Revista "Informes de la Construcción", vol. 51, nº 464, noviembre/diciembre, 1999.

(4) Ministerio de Fomento, 1988, "Norma Básica de la edificación NBE-AE/88 Acciones en la edificación".

(5) Ministerio de Fomento, 1996, "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado, EF-96".

(6) MOPTMA, 1991, "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, EH-91".

(7) Ministerio de Fomento, 1994, "NCSE-94. Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación".

(8) Ministerio de Fomento, "Norma Tecnológica de la Edificación NTE ECV. Cargas de viento".

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Un método directo para el diseño de elementos a pandeo en estructuras aporticadas de acero

A direct method for the buckling analysis of steel frame structures

Eduardo Bayo
Doctor Ingeniero de Caminos
Director del Depart. de Estructuras. Escuela de Arquitectura
Universidad de Navarra. Pamplona

♦

Alfonso Loureiro
Ingeniero Industrial
Escuela Politécnica Superior
Universidad de La Coruña. El Ferrol

RESUMEN

Tradicionalmente el análisis y diseño a pandeo de los elementos de una estructura se realiza en dos pasos: el primero comprende el análisis (generalmente elástico-lineal) de la estructura ante las cargas existentes obteniendo así las solicitaciones de los elementos, y el segundo que comprende el diseño a pandeo propiamente dicho. Este último se basa esencialmente en el cálculo del coeficiente β dependiente del modo o deformada a pandeo a la que se encuentra sometida el elemento dentro del conjunto estructural. En muchos casos la obtención del coeficiente β se hace de forma aproximada o incluso por simple estimación.

Se presenta en este artículo un nuevo método por el cual el análisis a pandeo se realiza de forma directa, en un solo paso, sin necesidad de obtener el coeficiente β para ningún elemento. El método se basa en obtener el modo global de pandeo de la estructura y su posterior escalado según un criterio energético. El modo resultante sirve como deformada inicial para un análisis no-lineal ante las cargas existentes, incluyendo los efectos de segundo orden. La eficacia del método propuesto se corrobora mediante una serie de ejemplos en los que se compara con los criterios ahora existentes en la Norma EA-95 (1).

PALABRAS CLAVE: Análisis Estructural, Efectos de segundo orden, Diseño a pandeo, Cálculo No Lineal.

SUMMARY

The buckling analysis of steel frame structures is customarily carried out in a two step approach. Firstly, a linear elastic analysis of the structure is performed to obtain the internal forces and moments; and secondly, the buckling analysis and design is done for each individual element. According to the Spanish Steel Code, EA-95, the buckling analysis of each element is primarily based upon the coefficient β, which depends on the buckling mode of that particular element within the structure. In many practical cases this coefficient is obtained by means of approximations and even by mere estimation.

This paper presents a direct method for the structural and buckling analysis in a one step method, without having to deal with the β coefficient of each individual element. The key point is to perform a nonlinear analysis of the structure starting from an initial deformation state that includes the initial imperfections of the elements. Such initial deformation state is obtained from the first buckling mode of the structure by a suitable scaling procedure based on an energy approach. The resulting initial deformed shape is introduced along with the external loads in a fully nonlinear structural analysis that yields the resulting element stresses including the buckling effects. The performance of the method is checked against the current procedures (EA-95), by means of a series of numerical examples.

ANTECEDENTES

El análisis a pandeo de los elementos sometidos a compresión es en esencia un problema no-lineal, en el que concurren

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

efectos de segundo orden (participación del esfuerzo axil en la deformación por flexión), así como el supuesto de imperfecciones en los elementos. Estrictamente hablando la solución correcta del problema supone la realización de un análisis no-lineal de la estructura ante las cargas a que esté sometida junto con una imperfección inicial en los elementos a compresión. El análisis no-lineal ha de tener en cuenta el equilibrio en la configuración deformada, así como la pérdida de rigidez a flexión que origina el esfuerzo axil.

La falta de herramientas para la realización de análisis no lineales (impensable hasta hace unos pocos años) ha hecho que tradicionalmente el cálculo y diseño a pandeo se realice en dos pasos consecutivos y diferenciados. Éste es de hecho el método propuesto en la normativa actual para estructuras de acero EA-95 :

1. En el primer paso se realiza el análisis, generalmente elástico y lineal, de la estructura bajo las cargas especificadas consiguiendo así los valores y la distribución de esfuerzos internos en los elementos.

2. En el segundo paso se realiza el diseño a pandeo, propiamente dicho, del elemento a compresión. Como es sabido, este proceso requiere a su vez la obtención del coeficiente β, y el parámetro ω que se tabula en la EA-95 y que equivale al inverso del parámetro c en el Eurocódigo 3 o EC3 (2).

El coeficiente β es indicativo del modo de pandeo del elemento en cuestión. Su valor depende de las propiedades físicas del elemento, de la distribución de los esfuerzos internos y, muy importante, de sus condiciones de sustentación y/o rigidez con que el resto de la estructura afecta a dicho elemento. Dicho coeficiente se utiliza para hallar la longitud efectiva de pandeo que afecta directamente a la carga crítica de Euler del elemento. Para el caso de pilar biarticulado de sección y axil constantes $\beta = 1$, y para conocer los valores en otros casos de pilares con distintas sustentaciones el lector puede recurrir a textos clásicos (3). Así para el pilar en voladizo $\beta = 2$, para el pilar biempotrado $\beta = 0{,}5$, etc. El coeficiente β se convierte de este modo en un punto de referencia del comportamiento del elemento a pandeo en relación con el pilar biarticulado para el cual $\beta = 1$.

En estructuras aporticadas traslacionales e intraslacionales, β se obtiene a partir de los grados de empotramiento de los extremos de los pilares. Encontrar el nivel exacto de empotramiento y/o articulación de un pilar en sus extremos requeriría para cada elemento un análisis global de la estructura que resultaría muy laborioso. Por ello en la mayoría de los códigos, incluyendo la EA-95 y el EC3, se recurre a las siguientes simplificaciones (4):

1. En términos de rigidez, sólo se considera la influencia de los pilares y vigas colindantes con los extremos del pilar en cuestión.

2. Los pilares y vigas colindantes se suponen empotrados al giro en los extremos no adyacentes al pilar.

3. Tanto el pilar superior como el inferior son de igual sección que el pilar dado.

4. Tanto el pilar superior como el inferior tienen el mismo axil que el pilar dado.

El uso de estas simplificaciones junto con un estudio de la rigidez lleva a las fórmulas proporcionadas por la EA-95 para el cálculo de β. Para pórticos arriostrados (1):

$$\beta = \frac{3 - 1.6(K_1 + K_2) + 0.84 K_1 K_2}{3 - (K_1 + K_2) + 0.28 K_1 K_2} \qquad (1)$$

donde K_1 y K_2 son los grados de empotramiento de la columna en los nudos superior e inferior, respectivamente. El valor de K viene dado por:

$$K = \frac{\dfrac{I_v}{L_v} + \dfrac{I_w}{L_w}}{\dfrac{I}{L} + \dfrac{I_p}{L_p} + \dfrac{I_v}{L_v} + \dfrac{I_w}{L_w}}$$

donde I indica momento de inercia, L longitud. El subíndice v indica viga izquierda, w indica viga derecha, y p indica el pilar inferior o superior al considerado.

Para pórticos sin arriostrar la expresión pasa a ser:

$$\beta = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(K_1 + K_2) + 1.1 K_1 K_2}{(K_1 + K_2) + 5.5 K_1 K_2}} \qquad (2)$$

Como es sabido, los elementos estructurales no son ideales, sino que se ven afectados por una serie de tensiones residuales e imperfecciones geométricas (falta de rectitud y homogeneidad) que se producen en el proceso de fabricación, y que han de ser tenidas en cuenta en el momento del análisis y diseño a pandeo (4). Dutheil propuso un modelo de imperfección sinusoidal (5), corroborado por la experimentación existente, que al introducirla en un modelo estructural que incluya efectos de segundo orden lleva a la interacción entre el axil y flector. La solución de la ecuación diferencial resultante conduce a la fórmula de la secante que suministra la tensión resultante a la que trabaja el elemento (6).

La preflecha que el elemento tiene como consecuencia de la imperfección inicial viene dada por:

$$f_m = \frac{kW}{A} \qquad (3)$$

donde W y A son, respectivamente, el módulo resistente y el área de la sección, y k es una media ponderada de los coeficientes de imperfección igual a: $k = k_0 + k_1\bar{\lambda} + k_2\bar{\lambda}^2$

La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ viene dada por $\bar{\lambda} = \dfrac{\lambda}{\pi\sqrt{E/\sigma_y}}$

La Tabla I indica los valores de estos coeficientes de imperfección que la norma EA-95 y el EC3 han adoptado. En el caso del EC3 estos valores también dependen del tipo de sección y/o curva de pandeo correspondiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla I. Coeficientes de imperfección según la EA-95 y el EC3

	EA-95	EC3(a)	EC3(b)	EC3(c)	EC3(d)
K_0	0	–0.0323	–0.0578	–0.0872	–0.1398
K_1	0	0.1424	0.2686	0.4145	0.6749
K_2	0.3	0.0966	0.1020	0.1078	0.1216

El Anexo 1 incluye una tabla con los valores de f_m según las normas EA-95 y EC3, para el caso de una columna biarticulada de 4 metros de altura, considerando una gama representativa de distintos perfiles IPE y HEB.

La forma práctica que la norma EA-95 propone para tener en cuenta los efectos de las imperfecciones es mediante el parámetro ω, que sirve para mayorar el esfuerzo axil a la hora de calcular la tensión de comparación, y cuyo valor se tabula en función de la esbeltez del elemento, λ, que a su vez depende de β. Se puede ver por consiguiente la importancia de su cálculo o estimación. La norma EA-95 en su capítulo 3.2 –Piezas de Directriz Recta Sometidas a Compresión– suministra fórmulas y tablas conducentes al valor de β para elementos en distintos tipos de estructuras –celosías y pórticos–, elementos de sección variable, elementos con esfuerzo axil variable, etc. De hecho prácticamente todo el extenso capítulo 3.2 se dedica a como obtener el coeficiente β, que pasa a ser el elemento clave a la hora de resolver el problema de pandeo.

El EC3 sigue una formulación similar con la diferencia de que los coeficientes adoptados pasan a ser dependientes del tipo o clase de sección. Además el EC3 suministra tablas con los valores del coeficiente χ que se usa para minorar la resistencia a pandeo del elemento. En realidad el coeficiente χ es equivalente al inverso de ω. Un estudio comparativo entre las longitudes de pandeo según la EA-95 y el EC3 se presenta en (7).

Simultáneamente, el Eurocódigo 3 teniendo en cuenta los avances recientes en el cálculo de estructuras y más concretamente la utilización del ordenador junto con métodos de cálculo no-lineales, propone unas alternativas al procedimiento clásico más arriba explicado. Estas alternativas, especificadas en el artículo 5.2.4.5 se basan en: o bien, añadir la imperfección inicial de los elementos a la de los pórticos y sistemas de arriostramiento a la hora de realizar el análisis no-lineal global de la estructura; o bien en realizar un análisis no lineal individual a nivel de elemento incluyendo la imperfección inicial una vez realizado el cálculo de la estructura.

DESCRIPCIÓN DEL NUEVO MÉTODO

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Ya se ha mencionado la problemática que representa el cálculo del coeficiente β y en particular la aproximación que hay que hacer en el caso de estructuras aporticadas. Por otro lado, a la hora de querer aplicar un método directo, basado en un cálculo no-lineal (evitando el cálculo del coeficiente β) como permite el EC3, se presenta el problema de cómo introducir la imperfección inicial a nivel de elemento.

Dicha imperfección se especifica claramente para el caso de la pieza a compresión con ambos extremos apoyados. En el momento que se sale de este caso (que es la mayoría) uno se ve obligado a calcular el coeficiente β para poder así referir la deformación al caso biarticulado, que se considera como patrón. Por lo tanto se entra en un círculo vicioso: se trata de hacer un análisis global para evitar el cálculo y la aproximación de β, pero a la hora de introducir la deformación inicial se hace preciso el conocer β.

La introducción de desplazamientos iniciales en los elementos, tal y como indica el EC3 (ya sea mediante la introducción directa de la deformación, o mediante la aplicación de fuerzas equivalentes), lleva a resultados relativamente satisfactorios en el caso de estructuras isostáticas, donde el elemento conserva la misma deformación que tenía inicialmente, antes de ser introducido en la estructura. Pero este mismo procedimiento no es aplicable al caso de estructuras hiperestáticas, ya que la introducción de la deformación inicial del elemento conduce a resultados erróneos (ya que esa no es la deformación del elemento dentro de la estructura), y por el contrario, si se desea introducir la deformación real del elemento dentro de la estructura, es necesario conocer el coeficiente β, de modo que el método indicado en el EC3 no es aplicable desde un punto de vista práctico.

Durante el desarrollo del estudio llevado a cabo, se ha realizado un análisis de una serie de casos prácticos, introduciendo en la estructura las fuerzas equivalentes a la deformación inicial del elemento. Esto se ha hecho de dos formas:

a) Introduciendo los momentos de empotramiento debidos al giro inicial del elemento, correspondientes a la deformación sinusoidal de expresión:

$$v(x) = f_m \operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{L}x\right) \tag{4}$$

cuyo valor viene dado por

$$M = \frac{8EIf_m}{L^2} \tag{5}$$

b) Introduciendo una carga distribuida que produzca el

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

mismo momento en el elemento biarticulado que el producido por el axil de pandeo de dicho elemento, y cuya expresión es:

$$q = \frac{8 f_m P}{L^2} \tag{6}$$

La Tabla II muestra los resultados obtenidos usando un análisis de segundo orden considerando el esfuerzo axil en los pilares, que produce el agotamiento según la EA-95 en acero A-42 (límite elástico de 255 MPa), al que se le añade la imperfección inicial. Se puede apreciar que el método indicado en el apartado a) precedente, produce resultados satisfactorios para estructuras isostáticas, pero a medida que la estructura se hace más hiperestática, estos resultados empeoran, entrando en el lado de la inseguridad.

También se puede apreciar que la utilización de la carga distribuida especificada en el apartado b) lleva a resultados que resultan inaceptables.

Por otro lado se presenta el problema de saber qué sentido de la deformación es el más desfavorable para el elemento cuando se combina con el conjunto de acciones que actúan sobre la estructura. Su comportamiento variará dependiendo de las direcciones de los distintos tipos de carga.

En resumen, se pretende resolver el problema del diseño a pandeo encontrando un método directo que basado en un análisis no-lineal completo permita:

1. Realizar el análisis estructural global y el local a pandeo de una forma directa en un solo paso, evitando los dos análisis diferenciados que actualmente hay que realizar y que supone el cálculo de β y ω.

2. Eliminar el cálculo del coeficiente β, lo cual evita las aproximaciones e incertidumbres de cálculo que ello puede suponer.

3. Evitar el uso de cargas equivalentes a la hora de introducir las imperfecciones, lo cual conduce a resultados no aceptables.

4. Introducir las imperfecciones de los elementos de tal forma que se tengan en cuenta las direcciones más desfavorables en el conjunto de todas las demás acciones que actúan sobre la estructura.

METODO PARA INTRODUCIR LAS DEFORMACIONES INICIALES

Se presenta en este apartado un nuevo método para caracterizar y poder introducir las imperfecciones de los elementos en el análisis global de la estructura. Ya se ha visto que el introducir cargas equivalentes lleva a resultados erróneos y del lado de la inseguridad.

La nueva formulación está basada en un criterio energético, por el cual la deformación inicial se introduce en el modelo estructural por medio de su energía de deformación. La curvatura inicial que tanto el EC3 como la EA-95 definen para el elemento a compresión biarticulado se basa en una sinusoide de amplitud f_m. Se puede obtener de forma sencilla la energía de deformación correspondiente, mediante la resolución de la siguiente integral:

$$\Pi = \frac{1}{2}\int_0^L EI\left(v_0''(x)\right)^2 dx \tag{7}$$

donde E es el módulo de elasticidad, I el momento de inercia de la sección, y $v_0(x)$ la imperfección inicial igual a $v_0(x) = f_m \operatorname{sen}(\pi x/L)$. La resolución de la integral (7) lleva al siguiente resultado:

$$\Pi = \frac{\pi^4 EI f_m^2}{4L^3} \tag{8}$$

Una vez caracterizada la energía equivalente se procede a determinar el modo fundamental de pandeo de la estructura ante las cargas actuantes. Esto se consigue resolviendo el siguiente problema de valores propios:

$$\left[\mathbf{K}_E - \lambda \mathbf{K}_G\right]\phi = 0 \tag{9}$$

donde $\mathbf{K}_E$ y $\mathbf{K}_G$ son las matrices de rigidez elástica y geométrica respectivamente.

Tabla II. Tensiones obtenidas al introducir las deformaciones iniciales

	Tensión en MPa alcanzada con la carga de pandeo obtenida según la norma EA-95	
σ_y = 255 MPa	*Con momentos equivalentes*	*Con carga distribuida*
Pilar biarticulado	255	253
Pilar en voladizo	256	234
Pilar empotrado-apoyado	253	260
Pórtico traslacional 1 altura	236	280

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El modo fundamental de pandeo ϕ_0, pasa a ser la deformada inicial de la cual partir para un análisis global de la estructura con todas sus cargas. Es importante hacer énfasis en el hecho de que tal deformada incluye el modo de deformación de todos los elementos dentro del conjunto estructural sin necesidad de haber hecho ninguna hipótesis simplificativa o de aproximación como las requeridas para el cálculo del coeficiente β, más arriba apuntadas. Todas las características de rigidez local y global están incluidas en la resolución de la ecuación (9) hasta el grado de exactitud que desee el analista en base a la finura de su modelo estructural.

Sin embargo, se hace preciso escalar el modo de pandeo convenientemente para que realmente represente las características de deformación inicial de los elementos a compresión de la estructura. Para ello se propone escalar el modo de pandeo en virtud de un factor de escala que iguale la energía de deformación de la estructura, a la energía de deformación inicial de los elementos a compresión.

La expresión correspondiente es:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \Pi_i}{\frac{1}{2}\phi_0^T \mathbf{K}_E \phi_0}} \tag{10}$$

Con esta deformada inicial convenientemente escalada se procede a realizar el análisis global de la estructura. Su resultado dará directamente las tensiones totales en los elementos incluyendo el fenómeno de pandeo, que se podrán comparar directamente con la tensión de comparación. No hará falta realizar ningún cálculo de los coeficientes β y ω.

ANÁLISIS GLOBAL NO LINEAL CON IMPERFECCIONES INICIALES

Una vez definidas las imperfecciones iniciales se ha de realizar el análisis estructural añadiendo a las cargas exteriores la deformación en los elementos. A continuación se presenta el modo de calcular las fuerzas equivalentes y las ecuaciones matriciales resultantes.

Se parte de las deformaciones elementales que provienen de considerar el tensor de Green-Lagrange (8) al caso de un elemento que se deforma a axil y flexión:

$$\varepsilon(x) = u' - y\left(v'' - v_0''\right) + \frac{1}{2}\left(v'\right)^2 \tag{11}$$

donde x indica el eje de la barra del elemento, y es el eje de flexión que pasa por el centroide de la sección transversal, la variable u indica desplazamientos debidos a la deformación axil, y v desplazamientos debidos a la flexión. La tensión correspondiente es $\sigma = E\varepsilon$. Utilizando el método de desplazamientos virtuales se pasa a hallar la primera variación del tensor de deformaciones:

$$\delta\varepsilon = \delta u' - y\delta v'' + v'\delta v' \tag{12}$$

y el trabajo virtual correspondiente a un elemento pasa a ser:

$$VW = \int_{Vol} (\delta\varepsilon)^T \sigma dVol \tag{13}$$

Introduciendo las ecuaciones (11) y (12) en (13), y eliminando las derivadas de orden superior y los términos lineales en y cuya integral se anula, se llega a la siguiente expresión:

$$VW = \int_{Vol} \left(u'\delta u' + v'u'\delta v' + y^2 v''\delta v'' - y^2 v_0''\delta v''\right) dVol \tag{14}$$

A continuación se puede realizar una discretización por elementos finitos que lleva a la siguiente interpolación en el campo de los desplazamientos:

$$u = \mathbf{N}(x)\hat{u} \quad \text{y} \quad v = \mathbf{H}(x)\hat{v} \tag{15}$$

donde **N** y **H** son los vectores que contienen las funciones de forma del elemento finito, y $\hat{u}$ y $\hat{v}$ son los valores de los desplazamientos y giros en los nudos. Introduciendo la ecuación (15) en (14) y siguiendo procedimientos estandarizados en la formulación por elementos finitos (9) se llega a la siguiente ecuación matricial:

$$\left[\mathbf{K}_E + \mathbf{K}_G\right]\hat{\mathbf{w}} = \mathbf{F} + \mathbf{K}_E\hat{\mathbf{w}}_0 \tag{16}$$

donde la variable $\hat{\mathbf{w}}$ vectorial aglutina todos los desplazamientos y giros de la estructura. El vector $\hat{\mathbf{w}}_0$ incluye todos los giros y desplazamientos de la deformada inicial que resulta del escalado del modo de pandeo. El vector **F** contiene todas las fuerzas exteriores aplicadas en los nudos correspondientes.

Las matrices $\mathbf{K}_E$ y $\mathbf{K}_G$ son la rigidez elástica y la rigidez geométrica de la estructura. Las expresiones para $\mathbf{K}_E$ y $\mathbf{K}_G$ pasan a ser:

$$\mathbf{K}_E = \int_0^L \left(EA\,\mathbf{N}'^{\mathrm{T}}\mathbf{N}' + EI\,\mathbf{H}''^{\mathrm{T}}\mathbf{H}''\right) dx$$
$$\text{y } \mathbf{K}_G = \int_0^L \left(P\,\mathbf{H}'^{\mathrm{T}}\mathbf{H}'\right) dx \tag{17}$$

donde P es el esfuerzo axil que actúa en la barra. El Anexo 2 incluye las matrices $\mathbf{K}_E$ y $\mathbf{K}_G$ para el elemento viga plana. A partir de la ecuación (16) se realiza el análisis no-lineal considerando el equilibrio en la configuración deformada. Las tensiones resultantes de este análisis se habrán de comparar directamente con las tensiones admisibles del acero, sin necesidad de comprobación adicional alguna.

EJEMPLOS

Se muestran en este apartado los resultados obtenidos en el análisis de diferentes estudios realizados, cuyo resumen se puede ver en la Tabla III, y que se detallan a continuación (en

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

todos los casos los pilares están formados por un perfil laminado HEB 200, de 4 m de longitud, pandeando en el plano de mayor inercia, y suponiendo impedido el pandeo en el plano perpendicular al mismo):

1. Pilar biarticulado

Se trata de un pilar que tiene permitido el giro en ambos extremos, tal y como muestra la figura 1(a). De la aplicación de la Norma EA 95 se deduce que la carga que produce el agotamiento de la sección (tensión de 255 MPa) es de 1795 kN.

La aplicación de esta carga al pilar, y la realización del análisis indicado en este artículo, produce una tensión en la sección más solicitada de 253.6 MPa si se utiliza un único elemento, o bien de 255 MPa empleando dos elementos para modelizar el pilar. Se puede apreciar que el método propuesto da el resultado analítico requerido.

2. Pilar en voladizo (empotrado-libre)

La figura 1(b) muestra la configuración de este pilar en su modo de pandeo. La carga máxima que soporta el pilar según la EA 95 es de 1089 kN, para la cual se obtienen mediante el método propuesto unas tensiones de 254.2 MPa (1 elemento) o bien 255 MPa (2 elementos).

3. Pilar empotrado-articulado

Se trata de un pilar empotrado en su base y articulado en el nudo superior, cuya deformación de pandeo se muestra en la figura 1(c). La carga de pandeo según la EA 95 es de 1904 kN, y las tensiones obtenidas para esta carga según el método propuesto han sido de 253 MPa (1 elemento) y 255 MPa (2 elementos).

4. Pilar biarticulado con rigidez adicional al giro en los nudos.

Con este ejemplo se ha modelizado el comportamiento de un pilar continuo, que tiene restringido el giro en sus extremos por la rigidez aportada a los mismos por los elementos adyacentes, que en este caso son también HEB 200 de 4 m de longitud. Dicha aportación se ha sustituido por un par de muelles elásticos (Figura 1(d)), de rigidez al giro dada por $Km= 4EI/L$, siendo E e I el módulo de elasticidad del acero y el momento de inercia del perfil HEB 200, respectivamente, y L=4 m.

La carga axil que produce el agotamiento de la sección según la EA-95 es de 1929 kN, y las tensiones máximas obtenidas con el método propuesto son 253.6 MPa y 255 MPa con 1 y 2 elementos respectivamente.

5. Pórtico intraslacional con carga puntual de 1 altura y 1 vano (Pórtico I).

El pórtico de nudos rígidos a estudiar se muestra en la Figura 2, donde se aprecian las dimensiones del mismo, así como las secciones de los elementos que lo componen y las cargas que producen el agotamiento de los pilares (1933 kN) según la EA-95.

El análisis de segundo orden con la metodología explicada

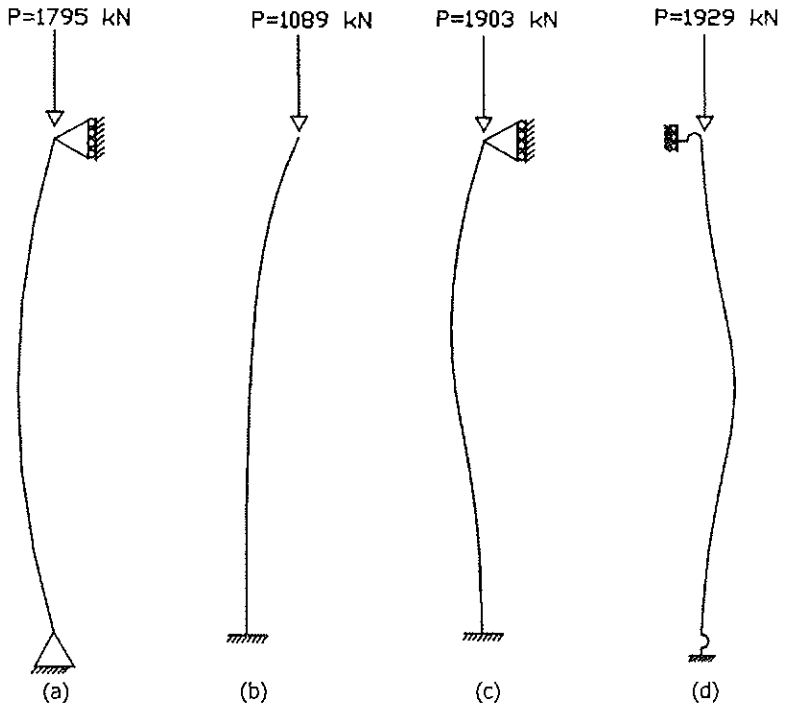


Figura 1. Casos teóricos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

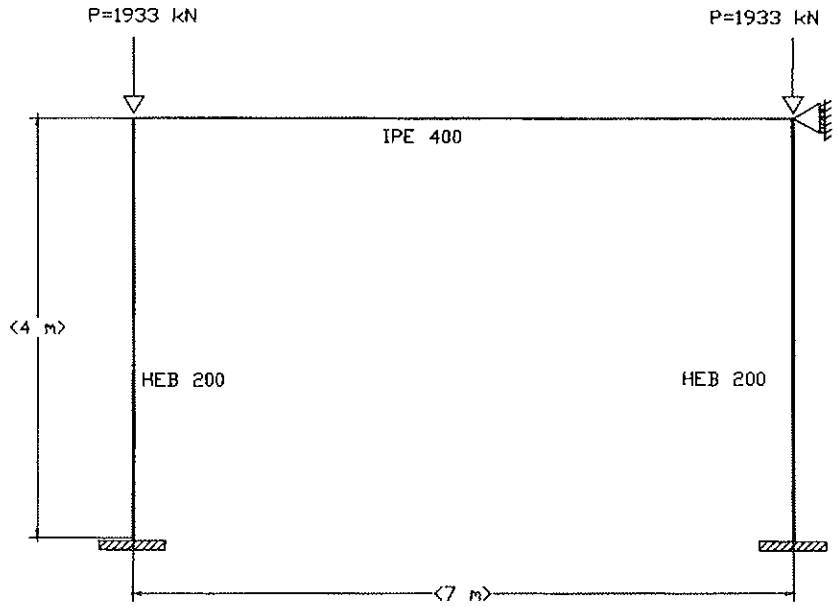


Figura 2. Pórtico 1.

en el presente artículo ha dado como resultado (para las cargas indicadas) unas tensiones máximas de 255 MPa (1 elemento) y 255 MPa (2 elementos).

6. *Pórtico traslacional con carga puntual de 1 altura y 1 vano (Pórtico 2).*

Se remite al lector a la Figura 3, que muestra el pórtico analizado. La aplicación de la carga de agotamiento según la EA-95 de 1757.5 kN, genera con el procedimiento propuesto, las siguientes tensiones: 254.5 MPa (1 elemento) y 255 MPa (2 elementos).

7. *Pórtico intraslacional carga vertical, de 2 alturas y 2 vanos iguales (Pórtico 3).*

La figura 4 muestra el pórtico en estudio, donde se aprecia que la carga distribuida de agotamiento (EA-95) del pilar superior central es de 256.4 kN/m. Obsérvese que las vigas que forman los dinteles están biapoyadas, de modo que no hay transmisión de momentos a los pilares. El análisis realizado ha dado lugar a unas tensiones en dicho pilar de 254 MPa (1 elemento) y 255 MPa (2 elementos).

8. *Pórtico traslacional con carga vertical, de 2 alturas y 2 vanos iguales (Pórtico 4).*

El pórtico se muestra en la Figura 5. En este caso los pilares más cargados son los extremos de la planta superior, siendo la carga que produce el agotamiento (según EA 95) de 79.5 kN/m. Las tensiones obtenidas mediante el análisis global han sido de 255.2 Mpa.

Todos estos resultados se recogen en la Tabla III adjunta.

9. *Pórtico traslacional de vanos desiguales, con carga vertical y horizontal (Pórticos 5 y 6).*

En todos los casos anteriores las características de los pórticos son tales que las hipótesis requeridas para el caso del coeficiente β de la EA-95, enumeradas más arriba, se cum-

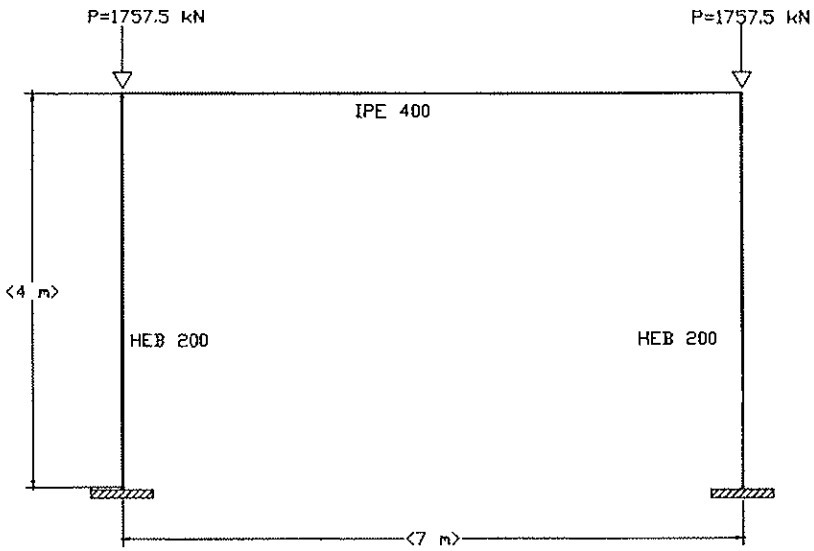


Figura 3. Pórtico 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

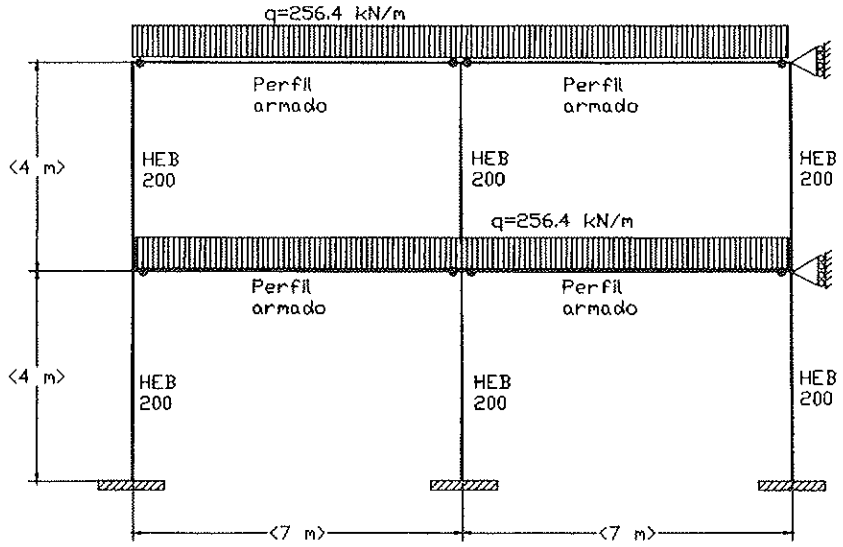


Figura 4. Pórtico 3.

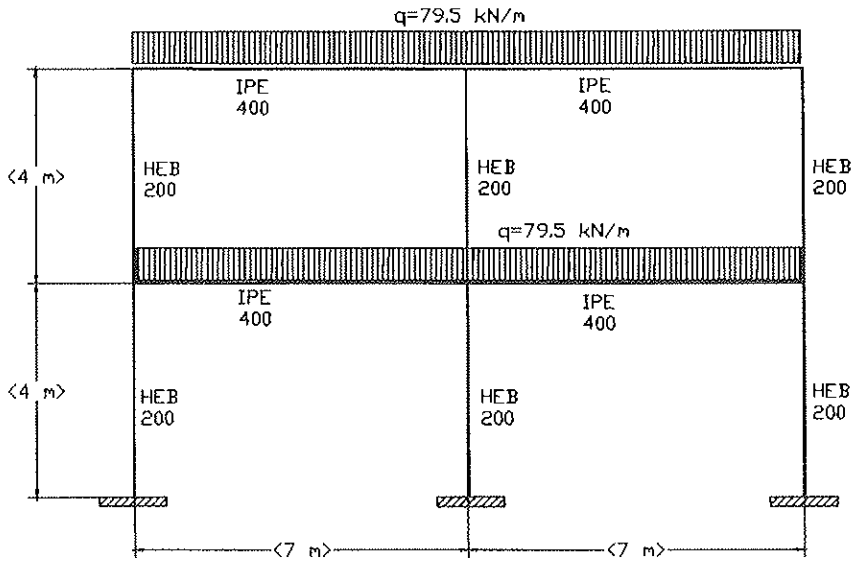


Figura 5. Pórtico 4.

Tabla III. Tensiones obtenidas según el método propuesto

	Tensión máxima (MPa)	
σ_e = 255 MPa	1 elemento/pilar	2 elementos/pilar
Pilar biarticulado	253.6	255
Pilar voladizo	254.2	255
Pilar emp-apoy	253	255
Pilar con muelles	253.6	255
Pórtico 1	255	255
Pórtico 2	254.5	255
Pórtico 3	254	255
Pórtico 4	255.2	255.2

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

plen debidamente. En este apartado se comparan los resultados de dos pórticos (Figura 6) de vanos desiguales y dos alturas, en los que uno tiene pilares iguales y el otro desiguales. Como consecuencia el segundo deja de cumplir una de las condiciones implícitas en las ecuaciones (1) y (2). Se trata de ver qué ocurre con uno y otro método.

La Tabla IV indica los resultados para estos dos casos. Se puede comprobar que en el caso de pilares iguales el método propuesto da el mismo resultado que el dimensionamiento por la EA-95, esto es una tensión máxima de 255 MPa. Sin embargo, en el momento que los pilares son desiguales, el resultado obtenido, 259.5 MPa, difiere del de la norma EA-95. Este resultado nos lleva a considerar que el método directo es más exacto y generalizado puesto que no está limitado por las simplificaciones inherentes en la norma, que incluso hace que como en este caso se puedan obtener resultados que están del lado de la inseguridad.

Tabla IV. Tensiones obtenidas según el método propuesto para los Pórticos 5 y 6

σ_y = **255 MPa**	TENSIÓN MÁXIMA (MPa)	
	1 ELEM/PILAR	2 ELEM/PILAR
Pórtico 5 (HEB 200 Y 200)	255	255
Pórtico 6 (HEB 240 Y 200)	259.5	259.5

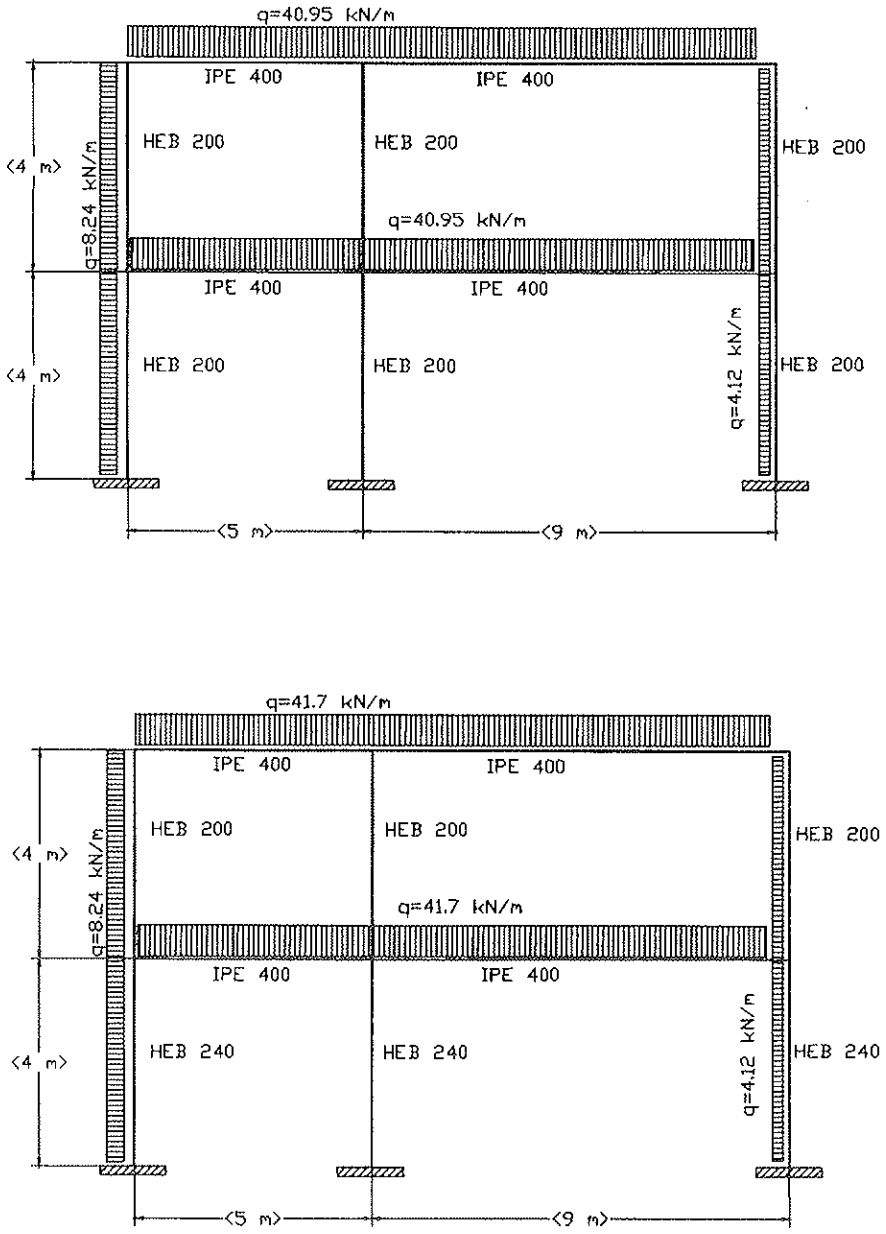


Figura 6. Pórticos 5 y 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

CONCLUSIONES

Se ha propuesto en este artículo un método directo de análisis estructural y diseño a pandeo. El método se basa en partir de una deformada inicial que proviene del modo fundamental de pandeo de la estructura convenientemente escalado teniendo en cuenta la suma de las energías de deformación de los elementos a compresión. Cabe resaltar de este método los siguientes aspectos:

a) Al contrario del procedimiento actualmente en uso por la norma EA-95, el método propuesto permite calcular directamente los elementos a compresión sin necesidad de hallar los coeficientes β y ω.

b) Los ejemplos realizados demuestran que los resultados obtenidos en comparación con la aplicación de la norma EA-95 son muy similares en los casos de pilares iguales, pero en el caso de pilares desiguales la aplicación de la norma puede llevar a resultados que están en el lado de la inseguridad.

c) Este método se puede hacer muy útil en casos de pórticos de elementos de sección variable y distribución no uniforme de esfuerzos axiles para los que la aplicación de la EA-95 se hace tedioso e incluso impreciso.

d) El método propuesto se puede extender sin inconveniente alguno para el dimensionamiento a compresión según el EC3. Bastará introducir la energía correspondiente a la deformación inicial especificada por dicho código.

e) La resolución de los diferentes casos prácticos ha demostrado que resulta suficiente la utilización de un único elemento por pilar, aunque como era de esperar, la utilización de dos o más elementos redunda en una mayor exactitud en el análisis.

f) Por último el método no está limitado a pórticos sino que se puede extender a estructuras tridimensionales. Esto será parte de un futuro trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece la ayuda económica concedida por parte de la CICYT, Proyecto TAP98-0377-C02-01, y la Universidad de Navarra, proyecto PIUNA no. 18098402, para la realización de este trabajo de investigación.

REFERENCIAS

(1) EA-95. Estructuras de Acero en Edificación. Ministerio de Fomento (1997).

(2) Eurocódigo 3: Poyecto de Estructuras de Acero. AENOR (1996).

(3) Timoshenko, S y Gere, J. *Theory of elastic stability.* Second Edition. McGraw-Hill. (1961).

(4) Cudós, V. y Quintero, F. "Estructuras Metálicas. La Pieza Aislada Inestabilidad". UNED. (1991).

(5) Marco, J. Fundamentos para el Cálculo y Diseño de Estructuras Metálicas de Acero Laminado. McGraw-Hill (1997).

(6) Gere, J. y Timoshenko, S. *Mechanics of Solids,* 4th Edition. PWS-Kent. (1997).

(7) Hernández, E. Y Gil, M.L. "Análisis comparativo de cálculo de las longitudes de pandeo según el EC3 y la NBE-EA-95". Hormigón y Acero nº 201, pp. 13-26, (1996).

(8) Malvern L. *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium.* (1969). Prentice Hall.

(9) Cook,R., Malkus, D. y Plesha, M. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis.* Wiley (1989).

ANEXO 1

Tabla que muestra la flecha inicial de imperfección en el centro del vano de un pilar de 4 metros de altura considerando distintos perfiles, según la norma EA-95 y el Eurocódigo 3.

PERFIL	EA-95	EC-3
HEB200	0,6026	0,8114
HEB220	0,5477	0,7509
HEB240	0,5016	0,6923
HEB260	0,4641	0,6376
HEB280	0,4312	0,5832
HEB300	0,4020	0,5291
HEB320	0,3770	0,4782

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

PERFIL	EA-95	EC-3
HEB340	0,3548	0,4286
HEB360	0,3346	0,3797
HEB400	0,3007	0,1705
IPE200	0,6021	0,5004
IPE220	0,5478	0,4612
IPE240	0,5015	0,4238
IPE270	0,4461	0,3727
IPE300	0,4012	0,3246
IPE330	0,3648	0,2795
IPE360	0,3346	0,2364
IPE400	0,3020	0,1832

ANEXO 2

Se muestran a continuación las matrices de rigidez elástica y geométrica de una viga plana referida a sus coordenadas locales. Las funciones de forma son cúbicas y corresponden a los polinomios de Hermite.

Matriz de rigidez elástica:

$$K_E = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez geométrica:

$$K_G = \frac{P}{30L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 36 & 3L & 0 & -36 & 3L \\ 0 & 3L & 4L^2 & 0 & -3L & -L^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -36 & -3L^2 & 0 & 36 & -3L \\ 0 & 3L & -L^2 & 0 & -3L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

donde P es positiva en tracción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

CSIC

CEMCO i.e.t.c.c.

XV CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCIÓN

Instituto Eduardo Torroja

SEMINARIOS

Desde el año 1956 el ***Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc)*** viene realizando, a través del Curso de Estudios Mayores de la Construcción, CEMCO, una labor de formación y difusión científico-tecnológica en el área de la construcción y sus materiales. Este curso MASTER, ya en su decimoquinta edición, se celebrará bajo el nombre *«Perspectivas de la Construcción y sus Materiales en el Siglo XXI»*.
El curso que tendrá lugar entre los meses de Febrero y Junio del año 2001, con un total de 500 horas entre clases teóricas y prácticas, se ha estructurado en las siguientes Áreas y Seminarios:

Área de materiales	S1: Conglomerados hidráulicos: Naturaleza, Comportamiento y Limitaciones.	20, 21 y 22 de Febrero
	S2: Materiales Inorgánicos en la Construcción para el Siglo XXI (Cerámicos, Vidrios, Piedra Natural y sus Composites).	26, 27 y 28 de Febrero
	S3: Nuevas Tendencias en el Campo de los Hormigones.	5, 6 y 7 de Marzo
Área de Estructuras y Durabilidad	S4: Materiales Compuestos Avanzados en la Construcción.	12, 13 y 14 de Marzo
	S5: Modelización y Análisis de Estructuras.	21, 22 y 23 de Marzo
	S6: Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales.	26, 27, y 28 de Marzo
	S7: Estructuras en ambientes Marinos. Vida Útil y Conservación	2, 3 y 4 de Abril
	S8: Durabilidad del Hormigón y Evaluación de Estructuras Corroídas.	17, 18 y 19 de Abril
	S9: Evaluación Estructural. Patología, Diagnóstico y Soluciones de Intervención.	25, 26 y 27 de Abril
	S10: Industrialización y Prefabricación en Edificación y Obra Civil.	7, 8 y 9 de Mayo
Área de Edificación y Medio Ambiente	S11: Papel del Sector Cementero y de la Construcción en la Gestión y Reciclado de Reisudos.	21, 22 y 23 de Mayo
	S12: Evaluación del Medio Ambiente Interior en las Edificaciones y Rehabilitación Medioambiental.	28, 29 y 30 de Mayo
	S13: Sistemas de Construcción para Cerramientos. Sistemas Innovadores. Documento de Idoneidad Técnica (DIT).	4, 5 y 6 de Junio
Área de Mantenimiento, Rehabilitación y Recuperación	S14: Patologías por la Humedad en la Edificación.	11, 12 y 13 de Junio
	S15: Restauración, Rehabilitación y Revitalización del Patrimonio.	18, 19 y 20 de Junio
	S16: Riesgos, Responsabilidades y Seguros en Construcción.	25 y 26 de Junio

El número de plazas para realizar los seminarios está limitado. El precio de cada seminario es de 65.000 ptas (391€), *IVA incluido.* Aquel que deseee una mayor información puede consultar: *http://www.csic.es/torroja/cemco/Cemco.html* o solicitar el programa del Curso a:

CEMCO 2001, *Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja*
Att.: M.ª Carmen Díaz Periañez
C/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid. España
Tfno.: 34-91 302 04 40, Fax: 34-91 302 07 00, e-mail: carmendp@ietcc.csic.es

(Para más información sobre el desarrollo de estos seminarios ver págs. 102 y 114)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Proceso constructivo y cálculo de flechas. Estudio experimental

Construction process and deflection design. Experimental study

Luisa Gil Salvador
Arquitecto

Emilio Barberá Ortega
Dr. Arquitecto

Bernardo Perepérez Ventura
Dr. Arquitecto

Manuel Valcuende Payá
Dr. Arquitecto

RESUMEN

Se ha diseñado un plan experimental para estudiar la influencia del proceso de construcción de las estructuras sobre su comportamiento en servicio. El proceso de ejecución se ha simulado aplicando tres escalones de carga sucesivos a tres vigas de dimensiones (b x h x L) = (15 x 20 x 450 cm), hasta alcanzar la carga característica de servicio, descargando entonces hasta una carga equivalente al peso propio de una estructura real. Otras tres vigas gemelas ha sido sometidas a un proceso de carga análogo, con una diferencia: las cargas utilizadas en los tres escalones iniciales son tales que han generado momentos flectores un 23% mayores que en el caso anterior.

Se presentan las flechas totales registradas en cada una de las vigas al final de cada escalón de carga y las existentes tras la realización de la descarga. El método simplificado de EHE para el cálculo de la flecha permite un cálculo de las mismas de excelente precisión, más teniendo en cuenta el coeficiente corrector del módulo de deformación en función del tipo de árido. La relación entre los momentos aplicados entre las dos historias de carga es siempre inferior a la relación entre flechas y a la de las recuperaciones instantáneas tras la descarga, lo cual, parece indicar que el nivel de daño acumulado durante la ejecución de la estructura se mantiene.

SUMMARY

An experimental plan has been designed in order to study the influence of the construction process of structures on their service behaviour. The construction process has been simulated by applying three successive load steps to three beams whose dimensions are (b x h x L) = (15 x 20 x 450) cm, until reaching the characteristic service load, unloading then until reaching a load similar to the self weight of a real structure. Other three similar beams have been subjected to an analogous load process, this time with a difference: the loads of the first three steps have generated bending moments 23% higher than in the previous case.

The total deflections registered in each one of the beams ar the end of each load step as well as those existing after the unloading are shown. The simplified method of EHE spanish code for the deflection design allows an excellent accuracy, even better if it takes into account the correction factor of the modulus of elasticity according to the type of aggregate. The relation of the bending moments applied between the two load histories is always inferior to the relation between deflections and that of the instantaneous recoverings after unloading. This seems to indicate that the damage level accumulated during the construction of the structure is maintained.

1. INTRODUCCIÓN

Como el comportamiento en rotura de los elementos de hormigón armado no está relacionado con el que presentan en servicio, es necesario comprobar los Estados Límite Últimos (ELÚ) y los Estados Límite de Servicio (ELS) (Favre, 1980). En edificación, el problema más frecuente de una deformabilidad y fisuración excesivas de la estructura suele ir asociado

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

a los daños inducidos en elementos constructivos no estructurales (González Valle, 1982) (Calavera, 1983). Las causas principales de que sea crítica en España la comprobación de los ELS durante las tres últimas décadas son: la reducción del momento de inercia debida al uso de aceros de mayor límite elástico; el incremento de la luz media de los proyectos; el aumento del nivel tensional en el bloque comprimido derivado del dimensionamiento con el método de los Estados Límite, y ciertas modificaciones tipológicas y tecnológicas, tales como el uso generalizado de vigas planas y de cerramientos apoyados en los extremos de los voladizos[1], la ausencia de tabiquería en las plantas inferiores y el incremento del ritmo de ejecución de la estructura (Calavera, 1992).

Ante la importante siniestrabilidad en servicio, el sector profesional reaccionó con incrementos progresivos del canto de los forjados con valores que, en la actualidad, se han situado ya, según zonas, entre el 30% y el 40%. Sin embargo, el éxito de esta medida no ha sido el esperado, sobretodo por dos razones. La primera es que, con estructuras de vigas planas, en muchos casos, se presta poca o nula atención a la interacción y relación de la estructura resistente con la compleja *estructura tridimensional* constituida por la tabiquería y los cerramientos; en tal caso, puede suceder que el cálculo analítico de las flechas no permita predecir razonablemente el riesgo de siniestrabilidad en servicio (Perepérez, 2000 *a*). La segunda, se deriva del proceso de cimbrado y descimbrado de las estructuras de plantas sucesivas, pues la carga debida al proceso de ejecución suele ser mayor que la carga característica en servicio (Sbarounis, 1984 *a*). Con ello, el proceso constructivo puede tener una influencia significativa en el valor final de las flechas instantáneas, diferidas y totales (Sbarounis, 1984 *a*) (Sbarounis, 1984 *b*) (Sbarounis, 1984 *b*) (Gardner, 1987).

2. EL PROCESO DE EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Cuando se construye una estructura de varias plantas con un número limitado de cimbras, cada forjado soporta una determinada carga vertical en cada etapa del proceso constructivo. Estas cargas verticales dependen del peso propio de los forjados y de las cimbras, y de la sobrecarga variable de ejecución debida al peso de los operarios, de los equipos, de los materiales acopiados y de la maquinaria de vertido y distribución del hormigón, así como del conjunto de efectos dinámicos accidentales generados por el vertido y compactación del hormigón y por impactos de otro origen (ACI COMMITTEE 347, 1988) (M.F., 1999).

No resulta práctico ni, en general, posible, efectuar un cálculo *exacto* de qué cargas son transmitidas en cada etapa del proceso. Por ello, se han propuesto métodos simplificados (de proyecto) (Grundy, 1963) (Agarwal, 1974), cuya aplicación da resultados que concuerdan de modo suficiente con las determinaciones experimentales efectuadas en obras reales.

Partiendo de las cinco hipótesis básicas en que se fundamentan los métodos simplificados (Hurd, 1981) (Calavera, 1988), se puede demostrar que, si se parte de una solera o losa de hormigón (Perepérez, 1995):

a) Para $N \geq 4$ y $n = 2$, la carga pésima **p'** se da en el segundo forjado cuando se ha hormigonado el cuarto

$$p' = 2{,}40\, g_1 + \frac{S}{2} \qquad \text{(ec. 1)}$$

siendo:

N número total de forjados del edificio

n número total de cimbras

$\mathbf{g_1}$ peso propio del forjado

S sobrecarga variable de construcción

b) Para $N \geq 6$ y $n = 3$, la carga pésima **p'** aparece en el tercer forjado cuando se ha hormigonado el sexto

$$p' = 2{,}54\, g_1 + \frac{S}{3} \qquad \text{(ec. 2)}$$

2.1. Comprobación de los Estados Límite Últimos

Es preceptivo comprobar los Estados Límite Últimos en cada una de las fases por las que pasa la estructura a lo largo del tiempo incluida la fase de construcción (M.F., 1999). Por lo tanto, antes de dimensionar la estructura, se debe comparar el valor $\mathbf{p'_d}$ de la carga de construcción mayorada con el valor $\mathbf{p_d}$ de la carga característica en servicio mayorada, adoptando un valor $\mathbf{p''_d}$ para el cálculo tal que:

$$p''_d \geq p_d = \gamma_f p \qquad \text{(ec. 3)}$$

$$p''_d \geq p'_d = \gamma'_f p' \qquad \text{(ec. 4)}$$

siendo:

γ_f coeficiente de ponderación de las cargas en servicio que, simplificadamente, se pude tomar igual a 1,60 para control de la ejecución normal.

g'_f coeficiente de ponderación de las cargas debidas al proceso de ejecución, que no debe ser inferior a 1,25, según EF-96 (M.F., 1997), y que debe ser igual al del coeficiente adoptado para la situación persistente de proyecto, según EHE (M.F., 1999).

2.2 Comprobación de los Estados Límite de Servicio

Con frecuencia, las flechas son mayores que las deducidas de considerar sólo la carga característica en servicio (Sbarou-

[1] Se trata del problema generado por los llamados miradores, que son una perversión, probablemente de origen especulativo, de los auténticos miradores de otra época, en los que el cerramiento constaba sólo de carpintería y vidriería que, por su escasa rigidez, no transmitía esfuerzos significativos a las plantas inferiores (Perepérez, 2000 *a*)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

nis, 1984 *b*). Este hecho se debe a que es habitual que las cargas debidas al proceso de ejecución superen el valor característico en servicio (Sbarounis, 1984 *a*), lo que unido a su temprana aplicación, supone una importante fisuración, la correspondiente reducción del momento de inercia y, por tanto, una mayor flecha (Calavera, 1999).

Por todo ello, teniendo en cuenta, además, el incremento del canto de los forjados y, por tanto, de las cargas en fase de construcción, resulta evidente que *proceso de ejecución y cálculo de flechas deben considerarse un binomio inseparable si el Estado Límite de Deformación es crítico* (Gardner, 1987).

3. OBJETIVOS Y PLAN EXPERIMENTAL

Se está realizando una investigación cuyo objetivo prioritario es adquirir información experimental acerca de la influencia del proceso de construcción de las estructuras en el comportamiento en servicio de las mismas. Para ello, se han construido seis elementos lineales de hormigón armado *(b x h x L)* = = *(150x200x4500 mm)*, que se han sometido a esfuerzos de flexión simple.

3. 1. Materiales y fabricación

Todas las vigas se han construido con hormigones cuya dosificación es la siguiente:

Cemento 11-F/35 A ..... 300 kg/m^3
Agua efectiva de amasado ..... 165 l/m^3
Arena silícea 0, 16/2,50 (Fig. 1) ..... 744 kg/m^3
Grava caliza rodada 5/20 (Fig. 2) ..... 1215 kg/m^3

Con ello, la relación agua/cemento ha sido igual a 0,55; la

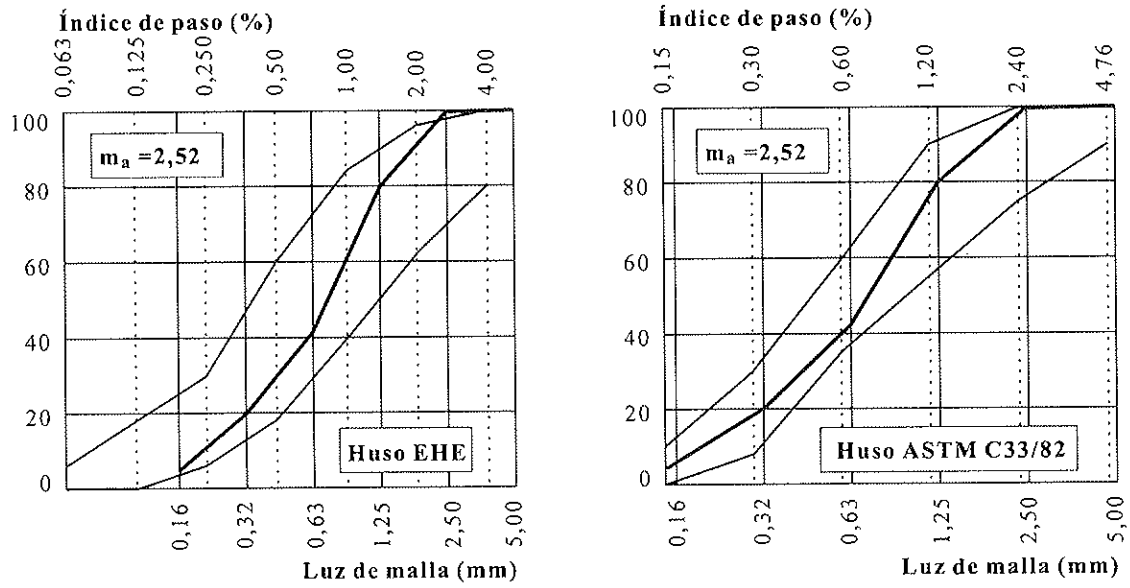


Figura 1.

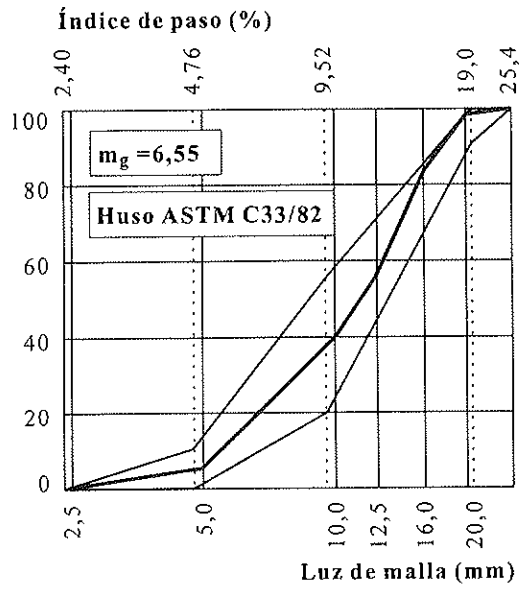


Figura 2.

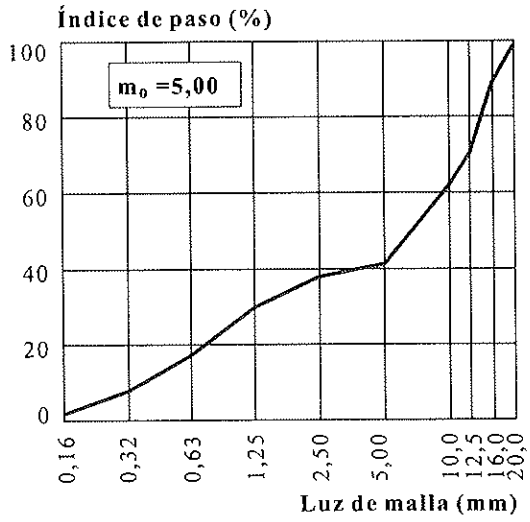


Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

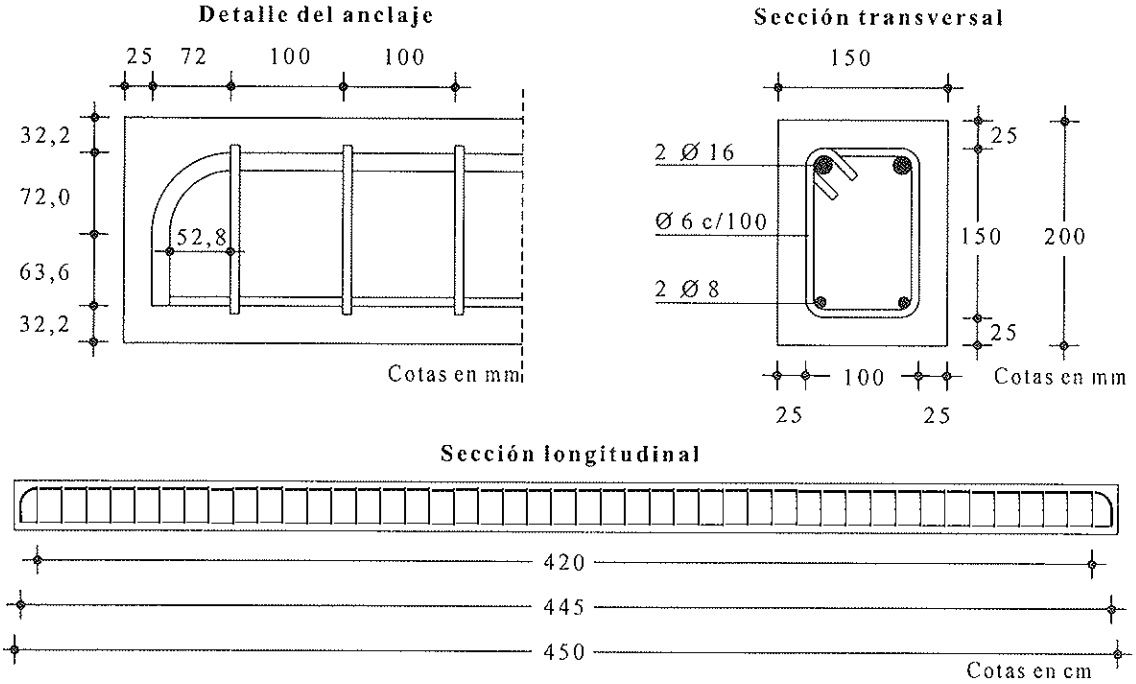


Figura 4.

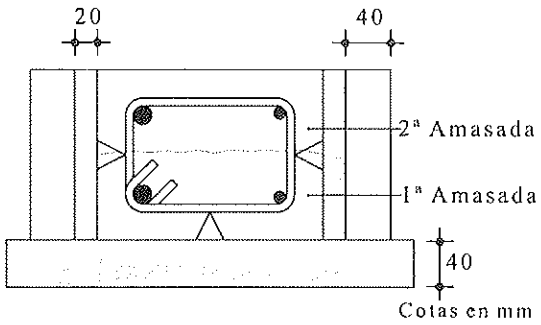


Figura 5.

consistencia, medida mediante el asentamiento en el cono de Abrams, de 6 ± 1 cm; el módulo de finura de la arena de 2,52; el módulo granulométrico de la grava de 6,55, y el módulo granulométrico del árido total de 5,50 (Fig. 3).

Todas las armaduras son de acero AEH 400 N. La longitudinal de tracción, está constituida por 2 ø 16; la longitudinal de compresión, por 2 ø 8, y los estribos, por 2 ø 6 cada 10 cm, siendo el recubrimiento neto de las armaduras longitudinales de 32,2 mm (Fig. 4).

Se han utilizado encofrados de madera aglomerada de un sólo uso, girados 90º respecto a la posición final de las vigas. Así, la cara de acabado es una cara lateral tras la colocación de las piezas sobre los dispositivos de apoyo, las caras de apoyo y de carga son caras encofradas y un 50% de las armaduras de compresión y de tracción están en Posición I, mientras que el 50% restante se halla en Posición II (Fig. 5).

Para hormigonar cada viga se han utilizado dos amasadas (Fig. 5), fabricadas en hormigonera planetaria y compactando el hormigón con un vibrador interno cuya aguja tiene un diámetro de 30 mm.

Todas las vigas se han curado en el ambiente de laboratorio, cubiertas con arpilleras húmedas y láminas de polietileno, durante siete días, siendo la temperatura media de 23.25º C

3.2. Definición de las historias de carga

Si la carga característica en servicio se mayora con un único coeficiente de valor $\gamma_f = 1{,}60$ y, como es frecuente (Hurd, 1981), la carga debida al proceso de ejecución de la estructura se mayora con un coeficiente $\gamma'_f = 1{,}30$, para los valores de las cargas habituales en los edificios de viviendas el cociente p'_d / p_d oscila, aproximadamente, entre 0,74 y 1,16 si los pesos propios de los forjados varían entre 200 kp/m^2 y 500 kp/m^2, tanto para dos como para tres juegos de cimbras.

Con los coeficientes de ponderación anteriores, si la carga mayorada debida a la ejecución de la estructura se iguala a la carga característica en servicio mayorada $p'_d = p_d$

$$\gamma'_f p' = \gamma_f p \leftrightarrow 1{,}30\, p' = 1{,}60\, p \qquad \text{(ec. 5)}$$

de donde:

$$p' = 1{,}23\, p \qquad \text{(ec. 6)}$$

lo que sucede para un peso propio del forjado del orden de 350 kp/m^2. Es decir, igualar las cargas mayoradas, si se utilizan coeficientes de ponderación de acciones distintos para las situaciones transitoria y persistente, conduce a la aplicación de una carga pésima de ejecución que suele ser mayor que la carga característica en servicio, con la consiguiente influencia sobre el ulterior comportamiento en servicio.

Por lo tanto, en esta investigación se han utilizado dos historias de carga, dividida en tres escalones cada una de ellas. En la primera (**H-1**), correspondiente a las vigas **V-1**, **V-3** y **V-5**, la carga máxima, es la característica en servicio, obtenida al dividir el momento nominal de agotamiento por 1,60. En la segunda (**H-2**), correspondiente a las vigas **V-2**, **V-4** y **V-6**, la carga máxima ha sido un 23% mayor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 1

Historia de carga	Escalón de carga	M_a / M_s (%)	Edad real (días)	Edad teórica (días)	Edad teórica descarga (días)
H-1	1°	46	7	8	–
	2°	73	14	18	–
V-1, V-3, V-5	3°	100	25	32	42
H-2	1°	55	7	8	–
	2°	89	14	18	–
V-2, V-4, V-6	3°	123	25	32	42

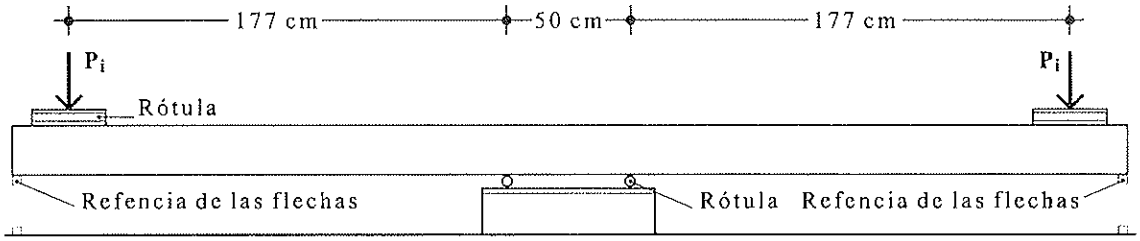


Figura 6.

Tomando como referencia el momento $\mathbf{M_s}$ correspondiente a la carga característica en servicio, en la Tabla 1 se indican los momentos relativos $\mathbf{M_a/M_s}$, actuantes en cada viga y escalón de carga, así como la edad real y la edad teórica de aplicación de cada uno de éstos[2].

Los dispositivos de carga y de apoyo son los que se aprecian en la Fig. 6, midiendo las flechas mediante un pie de rey que lleva incorporado un comparador analógico centesimal.

4. RESULTADOS

La resistencia media del hormigón a compresión de las probetas con curado normalizado, a la edad de 28 días, ha sido de 339 kp/cm^2 y las resistencias medias a compresión de las dos amasadas de cada viga, media aritmética de las resistencias de dos probetas por amasada, son las recogidas en la Tabla 2. En la Figura 7 (Historia de carga **H-1**) y en la

Tabla 2

Viga	Amasadas	Edad real (días)	Edad teórica (días)	f_c (kp/cm^2)	Viga	Amasadas	Edad real (días)	Edad teórica (días)	F_c (kp/cm^2)
V-1	1ª y 2ª	7	8,21	273	**V-2**	3ª y 4ª	7	8,21	270
		14	17,48	321			14	17,48	305
		25	32,85	361			25	32,85	331
		32	42,68	354			32	42,68	339
V-3	5ª y 6ª	7	8,30	285	**V-4**	7ª y 8ª	7	8,30	280
		14	18,01	315			14	18,01	327
		24	32,20	338			24	32,20	349
		31	42,43	344			31	42,43	354
V-5	9ª y 10ª	7	8,69	278	**V-6**	11ª y 12ª	7	8,69	276
		14	18,56	298			14	18,56	317
		25	34,35	338			25	34,35	344
		29	40,20	346			29	40,20	362

[2] Las edades teóricas j (días) se han calculado con el método de la madurez de MC-90 (CEB-FIP, 1993):

$$j = \Sigma\, t_i\, e^{\left[13.65 - \frac{400}{273+T_i}\right]}$$

donde t_i es la edad real en días, y T_i^0 C la temperatura media diaria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

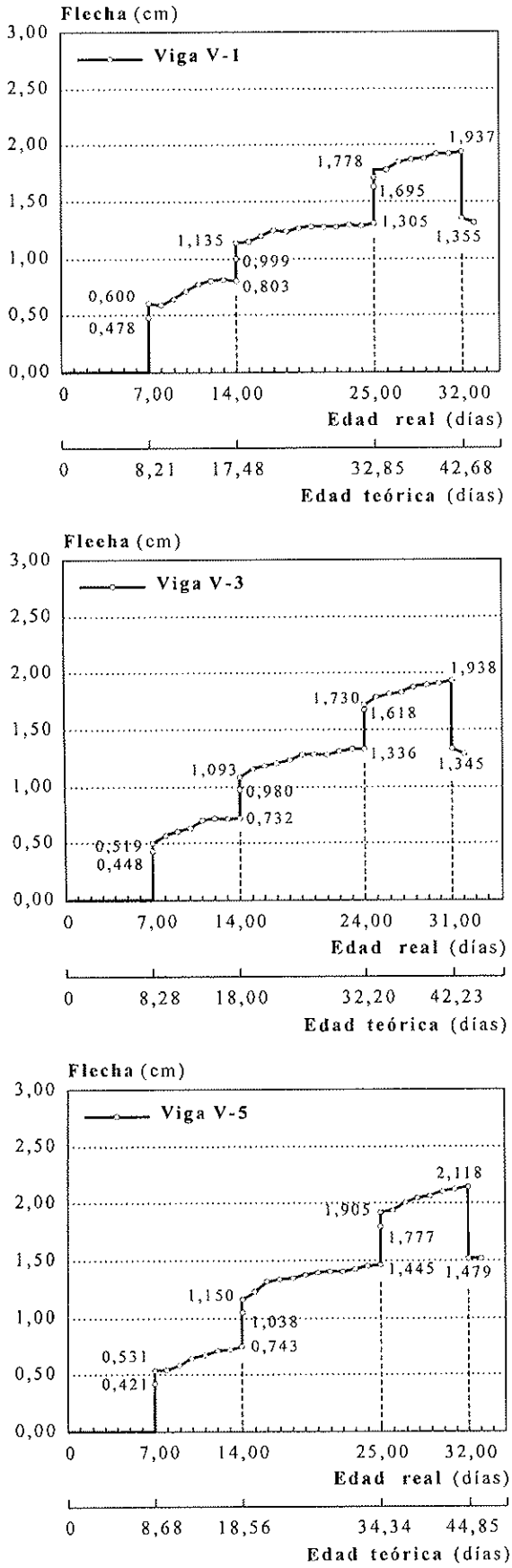


Figura 7.

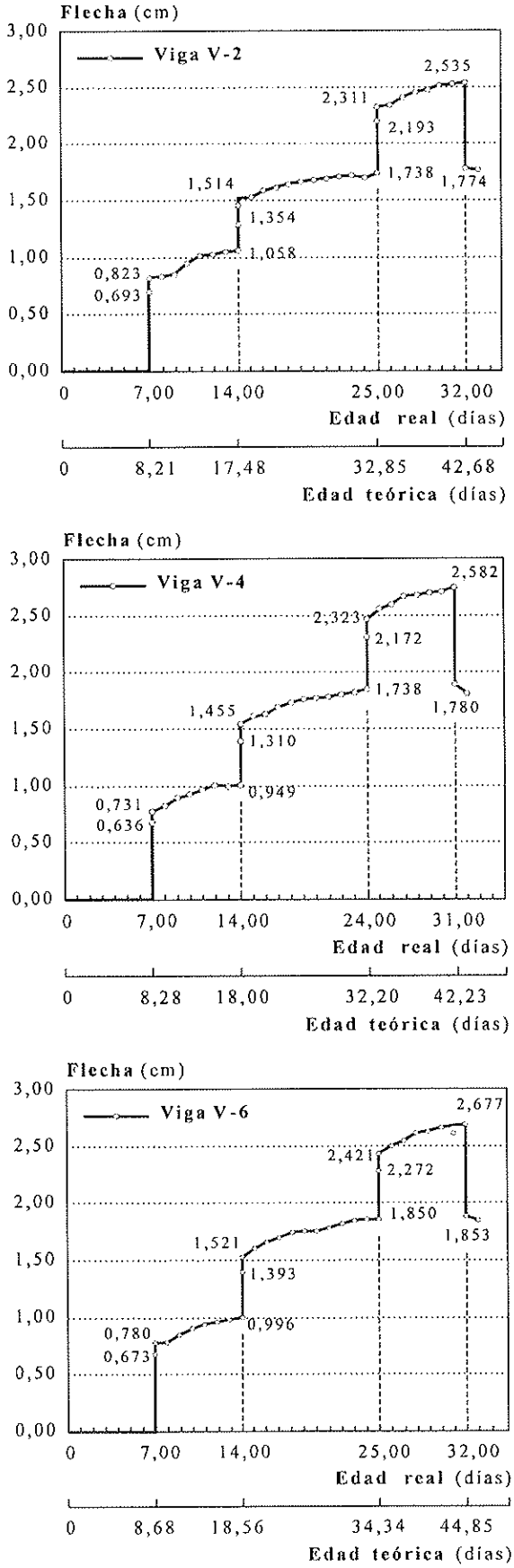


Figura 8.

Figura 8 (Historia de carga **H-2**) están representadas gráficamente, viga a viga, las flechas registradas a lo largo del proceso, incluida la recuperación instantánea obtenida al retirar la carga correspondiente a los escalones segundo y tercero, con lo que las vigas han quedado sometidas a una carga igual a la del primer escalón de carga, simulando así la situación de los forjados cuando sólo soportan su peso propio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

5. DISCUSIÓN

Se divide en tres partes. En la primera, se analiza el grado de predicción de los valores experimentales con el método simplificado de EHE (M.F., 1999); en la segunda, la influencia del proceso de ejecución simulado y, en la tercera, la recuperación instantánea obtenida al retirar la carga correspondiente al segundo al tercer escalón de carga.

5. 1. Predicción de las flechas totales con el método simplificado de EHE

Se han calculado los valores de las flechas totales correspondientes al final de cada escalón de carga con el método simplificado de EHE (M.F., 1999). No obstante, éste ha sido aplicado de acuerdo con las siguientes matizaciones:

a) El momento de fisuración se ha obtenido con la resistencia a flexotracción del hormigón calculada mediante la siguiente expresión (Perepérez, 2000 *a*).

$$f_{cf} = f_{ctk;\,0.05}\,\frac{16,75 + h^{0.7}}{h^{0.7}} \qquad \text{(ec.7)}$$

donde:

f_{cf} resistencia del hormigón a flexotracción, en kp/cm^2

h canto de la pieza, en mm

$f_{ctk;0.05}$ resistencia característica inferior del hormigón a tracción, en kp/cm^2 e igual a:

$$f_{ctk;\,0.05} = 0,45\,\sqrt[3]{f_{ck}^2} \qquad \text{(ec. 8)}$$

siendo f_{ck} la resistencia del hormigón a las edades teóricas correspondientes al final de cada escalón de carga.

b) Los valores ξ correspondientes a las edades teóricas del inicio y final de cada escalón de carga se han obtenido, al tratarse de edades no superiores a 180 días, con la fórmula (Perepérez, 2000 *a*).

$$\xi_j = 0,1902\, j^{0.3627}\ldots\ (j \leq 180 \text{ días})\ (r = 0,9925) \qquad \text{(ec. 9)}$$

obtenida mediante regresión de los valores ξ propuestos por la Instrucción EF-96 (M.F., 1997), siendo j la edad teórica, en días, y r el coeficiente de regresión.

La forma, la textura superficial y la naturaleza mineralógica de los áridos influyen en el valor del módulo de deformación del hormigón, pues son variables que afectan a la microfisuración de la interfaz árido-pasta *"zona de transición"* y, por tanto, a la forma de las curvas tensión-deformación (Mehta, 1994).

Con el paso del tiempo, aumentan la densidad, la resistencia y la tenacidad de la zona de transición, a lo que contribuye, entre otros factores, la utilización de áridos calizos. Éstos dan lugar a la formación de carboaluminatos que hacen que disminuya la porosidad de la zona de transición.

No obstante, dado que el árido grueso es calizo pero rodado, se plantea la duda de si corregir el módulo de deformación del hormigón con el coeficiente $\alpha = 1,2$, como se deduce de la Tabla 39.6.a de EHE (M.F., 1999), o, por contra, con un valor menor de α, dado que no se tiene el beneficio de una textura superficial rugosa (Perepérez, 2000 *b*), pero, como mínimo, igual a 1,0.

Por lo tanto, con las matizaciones citadas, se ha efectuado, primero, el cálculo de las flechas totales con $\alpha = 1,0$. Las flechas totales experimentales registradas al final de cada uno de los tres escalones de carga, así como las flechas totales calculadas, son las recogidas en la Tabla 3, en la que también se aportan los cocientes entre los valores calculados y los correspondientes valores experimentales.

Se aprecia que estos cocientes oscilan entre un valor mínimo igual a 1,00 y con un valor máximo igual a 1, 16. Es decir, con las correcciones efectuadas al método simplificado de EHE (M.F., 1999), en la casi totalidad de los casos, la flecha calculada es superior a la experimental si el cociente α del módulo de deformación se toma igual a la unidad, tanto en la historia de carga **H-1** (carga característica de servicio) como en la historia de carga **H-2** (incremento de un 23% de la carga característica de servicio). La desviación media respecto a los valores experimentales es de + 9,11 % en la historia **H-1** y de + 7,22% en la historia **H-2**[3].

Tabla 3

Escalón de carga	Valor (cm)	Resultados viga a viga						Valores medios	
		Historia H-1			Historia H-2			H-1	H-2
		V-1	V-3	V-5	V-2	V-4	V-6		
1°	Exper. (1)	0.803	0.732	0.743	1.058	0.949	0.996	0.759	1.001
	EHE (α=1,0) (2)	0.804	0.795	0.804	1.059	1.054	1.058	0.801	1.057
	(2) / (1)	1.00	1.09	1.08	1.00	1.11	1.06	1.06	1.06
2ª	Exper. (1)	1.305	1.336	1.445	1.738	1.738	1.850	1.362	1.775
	EHE (α=1,0) (2)	1.520	1.526	1.558	1.993	1.921	1.950	1.535	1.955
	(2) / (1)	1.16	1.14	1.08	1.15	1.11	1.05	1.13	1.10
3°	Exper. (1)	1.937	1.938	2.118	2.535	2.582	2.677	1.998	2.598
	EHE (α=1,0) (2)	2.175	2.182	2.151	2.790	2.735	2.562	2.169	2.741
	(2) / (1)	1.12	1.13	1.02	1.10	1.06	1.01	1.09	1.06

[3] Obsérvese que con $\alpha = 1,0$ y con $\alpha = 1,2$, en la historia de carga **H-1**, los cocientes medios difieren, no en un 20% como α, sino en un +6,33%. Análogamente, en la historia de carga **H-2**, difieren en un +5,78%. Es decir, como es sabido, una variación importante (del 20%) en el módulo de deformación se traduce en una variación mucho menor de la flecha, pues ésta, más que del módulo, depende del producto de éste por el momento de inercia medio ponderado de la pieza ($E_c\,I$)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

éste por el momento de inercia medio ponderado de la pieza ($E_c\ I$)

Tabla 4

Escalón de carga	Valor (cm)	Resultados viga a viga						Valores medios	
		Historia H-1			Historia H-2			H-1	H-2
		V-1	V-3	V-5	V-2	V-4	V-6		
1°	Exper. (1)	0.803	0.732	0.743	1.058	0.949	0.996	0.759	1.001
	EHE (α=1,2) (3)	0.751	0.740	0.750	0.995	0.990	0.994	0.747	0.993
	(3) / (1)	0.94	1.01	1.01	0.94	1.04	1.00	0.98	0.99
2ª	Exper. (1)	1.305	1.336	1.445	1.738	1.738	1.850	1.362	1.775
	EHE (α=1,2) (3)	1.434	1.439	1.470	1.887	1.824	1.847	1.535	1.955
	(3) / (1)	1.10	1.08	1.02	1.09	1.05	1.00	1.06	1.04
3°	Exper. (1)	1.937	1.938	2.118	2.535	2.582	2.677	1.998	2.598
	EHE (α=1,2) (3)	2.061	2.066	2.037	2.648	2.597	2.562	2.055	2.602
	(3) / (1)	1.06	1.07	0.96	1.04	1.01	0.96	1.03	1.00

Comparando los valores experimentales con los calculados adoptando para el coeficiente α un valor igual a 1,2 (Tabla 4), los cocientes entre los valores calculados y los experimentales oscilan entre 0,94 y 1,10, de modo que, en la historia **H-1**, la flecha calculada es, por término medio, un 2,78% mayor que la experimental, y, en la historia **H-2**, un 1,44 % mayor.

Por otra parte, dado que las vigas **V-1**, **V-3** y **V-5**, por un lado, y que las vigas **V-2**, **V-4** y **V-6**, por otro, han sufrido la misma historia de carga hasta la fecha cuyos resultados recoge este trabajo, para cada escalón e historia de carga se han promediado los valores experimentales y se han comparado con los calculados con la resistencia a compresión media de las seis amasadas de las tres vigas de cada historia de carga, para $\alpha = 1{,}0$ (Tabla 5) y para $\alpha = 1{,}2$ (Tabla 6) (Figura 9).

Tabla 5

Escalón de carga	Valor (cm)	Valores medios	
		Historia H-1	Historia H-2
1°	Exper. (1)	0.759	1.001
	EHE (α=1,0) (2)	0.800	1.057
	(2) / (1)	1.05	1.06
2ª	Exper. (1)	1.362	1.775
	EHE (α=1,0) (2)	1.534	1.956
	(2) / (1)	1.13	1.10
3°	Exper. (1)	1.998	2.598
	EHE (α=1,0) (2)	2.169	2.741
	(2) / (1)	1.09	1.06

Tabla 6

Escalón de carga	Valor (cm)	Valores medios	
		Historia H-1	Historia H-2
1°	Exper. (1)	0.759	1.001
	EHE (α=1,2) (3)	0.746	0.992
	(3) / (1)	0.98	0.99
2ª	Exper. (1)	1.362	1.775
	EHE (α=1,2) (3)	1.447	1.851
	(3) / (1)	1.06	1.04
3°	Exper. (1)	1.998	2.598
	EHE (α=1,2) (3)	2.054	2.601
	(3) / (1)	1.03	1.00

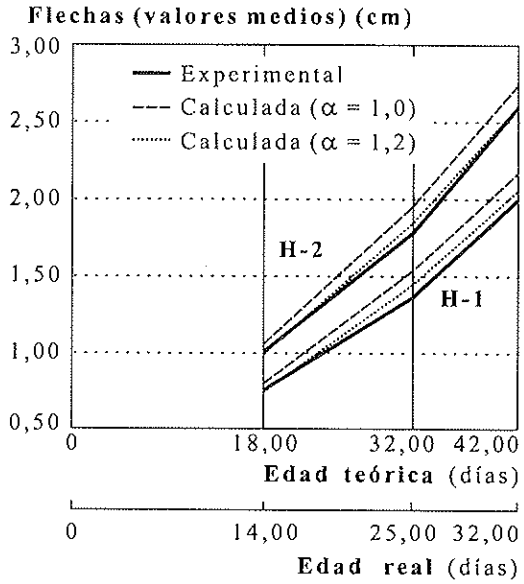


Figura 9.

Se observa que los cocientes (Tablas 5 y 6) son, prácticamente, del mismo orden que los obtenidos al promediar los cocientes viga a viga para cada historia de carga (Tablas 3 y 4).

Por lo tanto, se puede concluir que el método simplificado de la Instrucción EHE (M.F., 1999), habida cuenta de la modificación que se ha introducido en el cálculo del momento de fisuración, da una predicción excelente de las flechas si teniendo en cuenta que el árido es calizo, en el cálculo del módulo de deformación del hormigón se adopta un valor del

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

coeficiente $\alpha = 1{,}2$. Y ello tanto para la historia de carga **H-1** como para la historia de carga **H-2**.

5.2. Influencia delproceso de ejecución de la estructura en las flechas totales

Como se ha dicho, se han utilizado dos historia de carga. La primera (**H-1**), llegando a aplicar la carga característica en servicio, y, la segunda (**H-2**), aplicando cargas un 23% mayores que la de servicio.

Utilizando un coeficiente $\alpha = 1{,}2$ para el cálculo del módulo de deformación del hormigón, que ha dado un mejor ajuste entre los valores experimentales y los calculados, se han obtenido, la relación σ_c/f_c y el producto $E_c\,I$ al principio y al final de cada escalón de carga, tanto para la historia **H-1** como para la historia **H-2**. El término σ_c, es la tensión máxima de compresión obtenida con cálculo lineal; f_c, la resistencia media a compresión, a cada edad; E_c el módulo de deformación secante del hormigón, a cada edad, e I el momento de inercia medio ponderado a cada edad (Tabla 7).

Siendo M_a, el momento actuante en cada escalón e historia de carga y f_t, la flecha total al final de cada escalón de carga, se observa en la Tabla 7 que:

a) La relación entre las tensiones máximas de compresión relativas $(\sigma_c/f_c)_{H-1}$ / $(\sigma_c/f_c)_{H-2}$ es del mismo orden que la relación entre momentos, como es lógico, pues las tensiones se han obtenido mediante un cálculo lineal.

La tensión de compresión máxima, al final de cada escalón de carga, ha oscilado entre 0,3036 y 0,5891, para la historia **H-1**, y entre 0,3579 y 0,7165, para la historia **H-2**. Es decir, con ambas historias de carga es muy probable que se haya superado a lo largo del proceso el denominado *límite de proporcionalidad*[4].

b) Estimada la rigidez para cada escalón e historia de carga mediante el producto $E_c\,I$, la relación $(E_c\,I)_{H-1}$ / $(E_c\,I)_{H-2}$ es decreciente, pues se trata de una función de tipo hiperbólico que, a medida que aumentan los momentos actuantes y la relación entre ellos se mantiene constante, tiende a 1,00. Ello es lógico, pues el momento de inercia equivalente I_e se obtiene con la expresión:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_h + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f = \\ = I_f + \left(I_h - I_f\right)\left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \qquad \text{(ec. 10)}$$

siendo I_h e I_f los momentos de inercia de la sección homogeneizada sin fisurar y fisurada, respectivamente, de donde se deduce que el momento de inercia equivalente I_e tiende al momento de inercia de la sección fisurada y homogeneizada I_f.

$$M_a \to \infty \Rightarrow I_e \to I_f \qquad \text{(ec. 11)}$$

c) La relación entre las flechas totales al final de cada historia de carga $(f_t)_{H-2}$ / $(f_t)_{H-1}$ es superior a la relación entre los momentos actuantes $(M_a)_{H-2}$ / $(M_a)_{H-1}$.

d) Si las flechas se consideran directamente proporcionales al momento actuante M_a e inversamente proporcionales al producto $E_c\,I$, la relación $(f_t)_{H-2}$ / $(f_t)_{H-1}$ entre las flechas totales obtenidas con las historias de carga **H-1** y **H-2** debería ser, al final de cada escalón de carga, directamente proporcional al factor

$$k = \frac{(M_a)_{H-2}}{(M_a)_{H-1}} \frac{(E_c\,I)_{H-1}}{(E_c\,I)_{H-2}} \qquad \text{(ec. 12)}$$

Sin embargo, como se aprecia en la Tabla 7, este factor es superior a la relación entre flechas al final del primer escalón de carga, del mismo orden al final del segundo escalón y menor al final del tercero.

La relación entre flechas totales, pues, no la explica por completo la diferencia entre momentos actuantes, y la diferencia de rigideces, pero tampoco el factor dado por la (ec. 12). Se trata probablemente, de un problema más complejo que, para el pri-

Tabla 7

Variable	Historia de carga	Escalón 1°		Escalón 2°		Escalón 3°		Descarga
		Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio
$\frac{\sigma_c}{f_c}$	H-1	0.3338	0.3036	0.4757	0.4338	0.5927	0.5892	0.2750
	H-2	0.4044	0.3579	0.5716	0.5347	0.7348	0.7165	0.3265
$\frac{(E_cI)_{H-1}}{(E_cI)_{H-2}}$		1.1045	1.1116	1.0352	1.058	1.0217	1.0188	1.0188
$\frac{(f_t)_{H-2}}{(f_t)_{H-1}}$		–	1.3188		1.3032		1.3003	1.3159
k		–	1.3219		1.2901		1.2531	1.2182
$\frac{(M_a)_{H-2}}{(M_a)_{H-1}}$		1.1957		1.2192		1.2300		1.1957

4 El proceso de microfisuración del hormigón es progresivo a medida que crece el nivel tensional aplicado, por lo que la relación entre tensiones y deformaciones no es lineal (Neville, 1997) (Nemati, 1998). En los hormigones ordinarios, el límite de proporcionalidad se considera que es del orden de $\sigma_f/f_c = 0{,}3 \sim 0{,}5$, dado que para tensiones relativas inferiores al mismo sólo existen fisuras de adherencia de la zona de transición y éstas progresan en escasa medida (Perepérez, 2000 b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

mer escalón de carga, se debe, principalmente, a un incremento no lineal del número y longitud de las fisuras de adherencia.

En el tercer escalón de carga, sobre todo, al crecimiento en número y longitud de las fisuras de adherencia, se suma la aparición y desarrollo de *fisuras combinadas,* principalmente por unión de las fisuras de adherencia correspondientes a partículas de árido grueso muy próximas o en contacto entre ellas (Smadi, 1889), lo que da lugar al fenómeno de *fluencia no lineal* (Neville, 1983).

Es poco probable que en esta experiencia se hallan desarrollado fisuras en el mortero en número y longitud significativos. Sin embargo, procesos de ejecución de las estructuras que, debido a la prematura aplicación de las cargas de ejecución o al valor de las mismas (estrechamente relacionado con la relación entre el peso propio de los forjados y la carga característica en servicio), pueden dar incrementos de la carga de ejecución, respecto a la carga característica, superiores al estudiado en este trabajo. En tal caso, el fenómeno de fluencia no lineal puede ser más acusado e invalidar los métodos habituales de cálculo de flechas, aunque se trata de una cuestión sobre la que apenas existe información.

En la Tabla 7 se observa también que, en el tercer escalón de carga, con la historia **H-2**, la tensión relativa (σ_c / f_c) es superior a 0,6, límite superior establecido por EHE (M.F., 1999), aunque es éste un límite que, probablemente, debiera ser variable, pues el desarrollo de los distintos tipos de microfisuración es muy sensible al valor de la relación agua/cemento (Nemati, 1998) y, simplificadamente, al de la resistencia (Perepérez, 2000 *b*).

Se puede concluir, por tanto, que si, como permite EF-96 (M.F.; 1977), las cargas debidas al proceso de ejecución de la estructura se ponderan con un coeficiente menor que la carga característica de servicio y que, si como es frecuente, la carga en ejecución es mayor que en servicio, las flechas totales experimenten un incremento superior al de los momentos actuantes.

5.3. Influencia del proceso de ejecución en la recuperación instantánea de las flechas

Finalizado el tercer escalón, se han retirado las cargas correspondientes a los escalones segundo y tercero. Es decir, se han dejado las vigas con la carga del primer escalón para simular la fase de ejecución en la que los forjados soportan exclusivamente su peso propio.

En este trabajo se aportan las flechas $\mathbf{f_r}$, existentes inmediatamente después de la descarga (Figuras 7 y 8) lo que permite analizar las recuperaciones instantáneas de flechas que se han producido.

Como se observa en la Tabla 8, la recuperación instantánea media en la historia **H-1** es de 0,605 cm y, en la historia **H-2**, de 0,796 cm. Por lo tanto, la relación entre, recuperaciones instantáneas es

$$\frac{(f_t - f_r)_{H-2}}{(f_t - f_r)_{H-1}} = 1{,}3159 \qquad \text{(ec. 13)}$$

es decir, del mismo orden que la relación entre las flechas totales al final de cada escalón de carga (Tabla 7), y mayor, por tanto, que la relación entre momentos flectores aplicados, que es de 1,1957 (Tabla 7).

La no linealidad entre la recuperación instantánea y la tensión previamente aplicada se debe al progreso de la microfisuración del hormigón en los estadios previos de carga, que hace que sea irreversible una fracción mayor de la deformación diferida acumulada. De hecho, según Meyers (citado por Neville, 1983), las fisuras de adherencia son responsables de la parte de deformación diferida que resulta irreversible al retirar la carga.

CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos durante la simulación experimental del proceso de ejecución de la estructura, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Tanto en la historia de carga **H-1**, en la que se ha llegado a la carga característica en servicio, como en la historia **H-2**, en la que se ha alcanzado un momento un 23% mayor, las flechas totales alcanzadas al final de cada uno de los tres escalones de carga han sido predichas con excelente precisión mediante el método simplificado de la EHE.

2. Adoptando en el cálculo del módulo de deformación del hormigón el valor 1,2 para el coeficiente α, que es el propuesto por la Instrucción EHE para áridos derivados de calizas densas, la diferencia media entre las flechas calculadas y las experimentales es del 3,03%, en la historia **H-1**, y del 1,00%, en la historia **H-2**. Las respectivas diferencias máximas han sido del 6% ó del 4%.

Tabla 8

Hª de carga	H-1				H-2			
Viga	V-1	V-2	V-3	Valor medio	V-2	V-4	V-6	Valor medio
f_t (cm)	1.937	1.938	2.118	1.9977	2.535	2.582	2.677	2.5980
f_r (cm)	1.355	1.345	1.479	1.3630	1.774	1.780	1.853	1.8023
$f_t - f_r$ (cm)	0.582	0.593	0.639	0.605	0.761	0.802	0.824	0.796

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

3. La relación entre los momentos aplicados en los tres escalones de carga de cada una de las dos historias de carga ha sido, sistemáticamente, inferior a la relación entre las flechas totales obtenidas al final de cada escalón. La justificación no parece que sea única, y puede atribuirse, en el primer escalón, a la diferencia en el número y longitud de las fisuras de adherencia. En cambio, alcanzada o superada la carga característica en servicio, a la causa citada se suma la aparición de fisuras combinadas, con lo que se puede haber dado lugar al fenómeno de fluencia no lineal.

4. Ponderar las cargas debidas al proceso de ejecución con un coeficiente inferior al de la situación persistente, como se admite en la Instrucción EF-96, y no en la EHE, conduce, con frecuencia, a que las cargas no mayoradas de ejecución superen a la carga característica en servicio, y, por tanto, a flechas totales no proporcionales a las cargas aplicadas.

5. El nivel de daño acumulado durante el proceso de ejecución de la estructura parece mantenerse tras simular el proceso de descimbrado mediante la retirada del segundo y del tercer escalones de carga. Así parece indicarlo que la relación entre las recuperaciones instantáneas correspondientes a las dos historias de carga sea del mismo orden que la relación entre las flechas totales y, por tanto, superior a la relación entre los momentos flectores que permanecen aplicados.

6. Dada la siniestrabilidad asociada a los Estados Límite de Servicio en obras de edificación, y la influencia probada del proceso de ejecución la normativa debería:

a) Explicitar pautas que permitan abordar con facilidad el análisis y las consecuencias del proceso de ejecución.

b) Obligar a que figure explícitamente en el Proyecto de Ejecución el *Plan de ejecución de la estructura*, en vez de dejarlo a criterio del proyectista.

BIBLIOGRAFÍA

ACI COMMITTEE 347 (1988). *Guide for formwork for concrete.* ACI Structural Journal/ Septiembre-Octubre, 1988.

AGARWAL, R.K.; GARDNER, N.J. (1974) *Forms and shore requeriments for multistory flat slab type buildings.* ACI Journal. Noviembre, 1974.

CALAVERA, J. (1983). *Compatibility of structures with the other parts of buildings. IX* Congress CIB. Estocolmo. Agosto, 1983.

CALAVERA, J. (1984). Cálculo *construcción y patología de forjados de edificación.* 41 edición. Ed. INTEMAC. Madrid, 1984.

CALAVERA, J.; GARCÍA, L. (1992). Cálculo *de flechas en estructuras de hormigón.* Ed. INTEMAC. Madrid, 1992.

CALAVERA, J. (1999). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón.* Tomo 11. Ed. INTEMAC. Madrid, 1999.

CEB-FIP (1993). *CEB-FIP MODEL CODE 1990.* CEB Bull. d'Information N'213/214, Mayo 1993. Ed. Thomas Telford. Londres, 1993.

FAVRE, R.; KOPRNA, M.; RADORCIC, A. (1980). *Effets diffiérés, fissurations et deformations des structures en béton.* Ed. Georgi. Saint Saphorin. Lausana, 1980.

GARDNER, N.J.; FU, H.R. (1987) *Effects of high construction loads on the long-term deflections offlat slabs.* ACI Structural Journal/Julio-Agosto, 1987.

GONZÁLEZ VALLE, E. (1982). La *flexibilidad de los forjados de hormigón armado en edificación. Evaluación de la situación actual.* Informes de la Construcción N.º 343. Septiembre 1982.

HURD, M.K. (1981). *Formwork for Concrete.* American Concrete Institute, Special Publication nº 4, 4ª edición, 2ª reimpresión. Detroit, Michigan, 1981.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, J.M. (1994). *Concreto. Estrutura, propiedades e materiais.* Ed. Pini Ltda. Sao Paulo,1994.

M. F. (1997). *EF-96 Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado y pretensado.* Ed. Ministerio de Fomento. Madrid, 1997.

M. F. (1999). *EHE Instrucción de hormigón estructural.* Ed. Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. 21 edición, 21 reimpresión. Madrid, marzo 1999.

NEMATI, K.M.; MONTEIRO, J.M.; SCRIVENER, K.L. (1998). *Analysis of compressive stress-induced cracks in concrete.* ACI Materials Journal/Septiembre-Ocubre, 1998.

NEVILLE, A.M.; DILGER, W.H.; BROOKS, J.J. (1983). *Creep of plain and structural concrete.* Ed. Construction Press Longman Group. Londres, 1983.

PEREPÉREZ, B.; BARBERÁ, E.; VALCUENDE, M.O.; ALONSA, A.; GIL; L. (1995). *Problemas de seguridad y servicio durante el cimbrado y descimbrado de estructuras de plantas* sucesivas. CON PAT 95. La Habana (Cuba). Octubre, 1995.

PEREPÉREZ, B.; BARBERÁ, E. (2000 *a*) *Estado límite de deformación.* Apuntes de Construcción 111. E.T.S. de Arquitectura de Valencia. Valencia, 2000.

PEREPÉREZ, B.; BARBERÁ, E. (2000 *b*) *Variaciones dimensionales del hormigón.* Apuntes de Construcción 111. E.T.S. de Arquitectura de Valencia. Valencia, 2000.

SBAROUNIS, J.A. (1984 *a*). *Multistory flat plate buildings construction loads and inmediate deflections.* Concrete International. Febrero, 1984.

SBAROUNIS, J.A. (1984 *b*). *Multistory flat plate buildings-effect of construction loads on long-term deflections.* Concrete International. Agosto, 1984.

SBAROUNIS, J.A. (1984 *c*). *Múltistory flat plate measured and computed one-year deflections.* Concrete International. Agosto, 1984.

SMADI, M.M.; SLATE, F.O. (1989). *Microcraking of high and normal strength concretes under short-and-long-term loadings.* ACI Materials Journal/Marzo-Abril, 1989.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

CEMCO 2001 - ÁREA DE MATERIALES

S1: Conglomerantes Hidráulicos: Naturaleza, Comportamiento y Limitaciones (*20, 21 y 22 de Febrero*)

• Normativa de Cementos. • Fabricación de cemento. • Caracterización de cemento Portland: Fraguado e hidratación. • Adiciones al cemento. • Microestructuras desarrolladas en la hidratación. • Influencia del cemento en la durabilidad de morteros y hormigones. • Aditivos. • Recomendaciones de empleo e incompatibilidades. • Cemento Blanco. • Cemento Aluminosos (I y II). • Perspectivas de los nuevos conglomerantes hidráulicos para el próximo milenio.

S2: Materiales Inorgánicos en la Construcción para el Siglo XXI (Cerámicos, Vidrios, Piedra Natural y sus Composites) (*26, 27 y 28 de Febrero*)

• Recientes avances producidos en los últimos años en los materiales inorgánicos (cerámicos, vidrios, tanto tradicionales como avanzados y sus materiales compuestos, así como los materiales de piedra natural) y qne se aplican ya en la Industria de la Construcción de este nuevo siglo XXI. Se trata de exponer los principios básicos de su procesado y propiedades para exponer con detalle sus aplicaciones en la Construcción abordando además sus posibles patologías y la problemática de la colocación de estos materiales.

S3: Nuevas Tendencias eu el Campo de los Hormigones (*5, 6 y 7 de Marzo*)

• Nuevos materiales componentes: evolución de los aditivos, conglomerantes y áridos. • Nuevas tecnologías: Hormigón autocompactable. • Nuevas aplicaciones: Hormigones porosos y su utilización en carreteras y edificación. • Hormigones de alta resistencia. • Hormigones reforzados con fibras. • Hormigones de reciclado. • Hormigones de reparación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Cálculo práctico de flechas diferidas en estructuras de hormigón armado

Practical calculation of long-term deflections in reinforced concrete structures

Juan Murcia
Profesor de investigación del CSIC
(Instituto de Ciencia de Materiales de Barcelona)

RESUMEN

Este trabajo trata sobre las flechas diferidas, por fluencia y retracción, en estructuras de hormigón armado. El mismo parte, completándolo, de otros trabajos del autor, sobre el análisis en el tiempo de secciones fisuradas de hormigón armado, en situación de servicio, teniendo en cuenta la retracción y la fluencia del hormigón en la zona comprimida. Aquellos trabajos concluían con la propuesta de fórmulas prácticas para el cálculo de las flechas diferidas, basadas en un factor de paso a partir de las flechas instantáneas.

A lo largo del trabajo, se profundiza en el estudio de la fórmula básica. Ello conduce a su mejora, gracias sobre todo a que se logra un ajuste más preciso de un parámetro, sin salir del esquema teórico original del que surgió dicha fórmula. Por otro lado, esta vertiente se complementa con la comprobación de la buena precisión de la fórmula, al referirla a resultados experimentales, tanto en estructuras de hormigón normal como de hormigón de alta resistencia.

Como conclusión, se propone una formulación práctica como la propuesta previamente, aunque mejorada según lo indicado. La formulación tiene, entre otras, las ventajas de ser sencilla y de hacer explícitos los efectos de la fluencia y la retracción, propiedades bastante variables según los casos, de forma compacta y homogénea. En la práctica, la misma puede generalizarse a secciones en T y otras asimilables.

Tras las conclusiones, se desarrolla un ejemplo práctico.

SUMMARY

This work deals with long-term deflections due to creep and shrinkage in reinforced concrete structures. It extends previous work by the author on time-dependent analysis of reinforced concrete cross-sections under serviceability conditions, after cracking, considering shrinkage and creep in the compressed region. So, this work completes the approach, which proposes a practical formula for the delayed deflections, based on a factor that permits their determination from the instantaneous deflections.

The basic formula is further examined, mainly to get better accuracy in one parameter, without abandoning the original theoretical framework. On the other hand, this analysis is complemented by checking the accuracy of the formula, which is shown to be good with reference to experimental results, for both normal and high strength concrete structures.

Then, as a result from the analysis developed in this work, a formulation is proposed for practical calculations. The formulation has the advantages of being simple and giving explicit form for both creep and shrinkage, which vary from one case to another, in a compact and homogeneous way. In practice, it is general, applying also to T-section and similar cross-sections.

After the conclusions, a practical example is developed.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

1. INTRODUCCIÓN

Este artículo pretende dar a la luz un estudio llevado a cabo por el autor, complementario de otro previo que realizó en su día en el seno de un grupo de trabajo dedicado a las flechas diferidas, grupo que estuvo enmarcado en el entonces vigente Grupo Español del Hormigón.

El estudio previo citado abordó, en primer lugar, el análisis en el tiempo de secciones rectangulares de hormigón armado a flexión, para situación de servicio y con fisuración, considerando la fluencia y la retracción del hormigón [1]. El análisis se centraba en un factor para pasar de las curvaturas instantáneas a las diferidas, con el cual se podían obtener las flechas diferidas en función de las instantáneas para carga permanente.

Como consecuencia de ello, en este primer trabajo se propuso una fórmula práctica para el cálculo de las flechas diferidas. Esta fórmula presentaba, entre otras, las ventajas de ser sencilla y compacta, dejando además explícitos y por separado los efectos de la retracción y la fluencia, propiedades que pueden variar bastante según los casos.

El estudio prosiguió con un trabajo similar para secciones en T o asimilables (como, en su caso, la sección cajón), que concluía proponiendo otra fórmula práctica de las mismas características [2].

En el presente trabajo se completa y generaliza el método de cálculo de flechas diferidas propuesto en los otros. Además, en una somera revisión de trabajos experimentales que hicieron referencia al método, se constata su validez para hormigones normales y hormigones de alta resistencia.

Los detalles prácticos del método se muestran, como anejo, en un ejemplo.

2. MÉTODO PROPUESTO PARA FLECHAS DIFERIDAS: TRABAJOS PREVIOS Y ESTUDIO COMPLEMENTARIO

Dentro del primer trabajo citado, se planteó de entrada una cuestión que se consideraba importante y previa a todo lo demás. Se cuestionaba la viabilidad de un análisis que, establecido de modo riguroso en el marco del comportamiento diferido del hormigón, fuera a la vez consistente dentro de la teoría de vigas (análisis unidimensional, gracias a la hipótesis de deformación plana de las secciones). La conclusión fue que, aunque estrictamente el análisis no mostraba tal viabilidad, la misma sí se daba de modo bastante aproximado.

En este sentido, lo esencial del razonamiento puede resumirse como sigue. El efecto diferido que la fluencia y la retracción de la zona comprimida del hormigón provocan en la armadura de compresión, cargándola, queda equilibrado por una descarga similar en el hormigón. Entonces, al coincidir prácticamente sus respectivos baricentros, no se modifica la solicitación (momento y esfuerzo axial); por lo cual, la armadura de tracción debe mantener en el tiempo su tensión y deformación iniciales.

La Figura 1 refleja, en esquema, el comportamiento diferido de la sección.

Se justificó asimismo, con cierto detalle, el grado de aproximación de tal pauta de comportamiento, en función de las condiciones de la sección. A este respecto, es procedente indicar que lo que faltaba por encajar del todo en el conjunto era la existencia de un cierto desplazamiento de la fibra neutra en deformaciones a lo largo del tiempo.

Entonces, por ejemplo, la precisión obtenida con tal planteamiento mejora con una mayor cuantía de armadura de compresión. En efecto, como el hormigón se va descomprimiendo según se carga dicha armadura, si ésta aumenta la fluencia va disminuyendo respecto al caso en que sólo existe armadura de tracción (el hormigón no se descomprime); con lo que el desplazamiento de la fibra neutra en deformaciones se reduce a su vez.

Debe destacarse que, según el planteamiento descrito, la hipótesis más tarde adoptada de que la armadura de tracción mantenía su tensión constante fue el resultado de una justificación previa del comportamiento de la sección, el que resultaba más consistente con las condiciones del análisis para el caso más general con armadura de compresión. Esto es, dicha

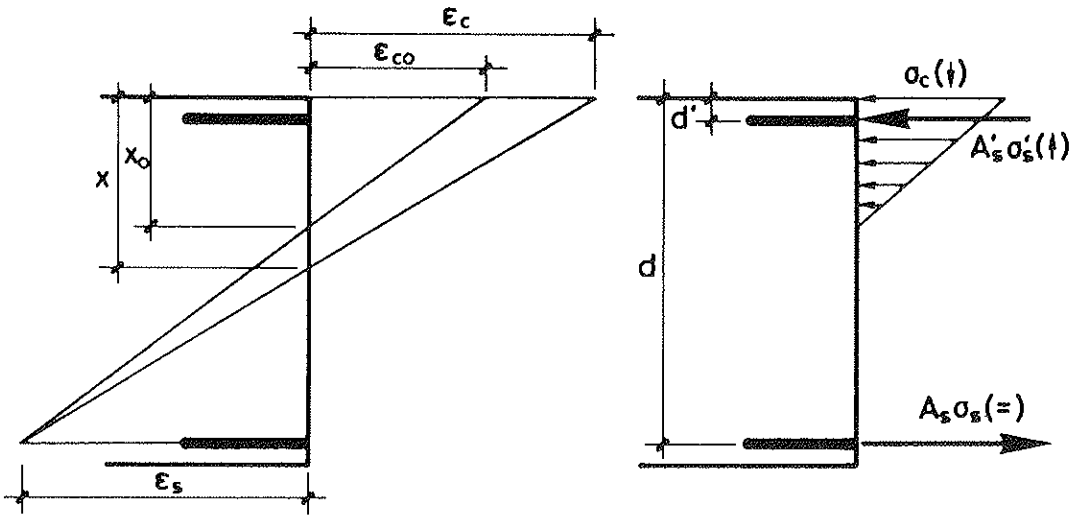


Figura 1. Esquema del comportamiento diferido de la sección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

hipótesis no fue adoptada sin más. Como se verá más adelante, los resultados experimentales confirman la bondad de la misma.

Tras las citadas justificaciones, se abordó el análisis en el tiempo, por retracción y fluencia, de una sección rectangular de hormigón armado con armaduras de tracción y compresión, en situación de servicio y fisurada, para flexión mantenida constante (acciones permanentes).

A partir del planteamiento descrito, dicho análisis se desarrolló de modo riguroso, teniendo en cuenta todas las condiciones implicadas. Así, se incluyó, entre otras, la consideración de la fluencia debida a las variaciones de la compresión en el hormigón (interacción de la retracción, la fluencia y la armadura de compresión), aplicando al coeficiente de fluencia φ el coeficiente de envejecimiento k [3].

Como consecuencia del análisis anterior, se dedujo que el cociente entre la curvatura diferida c_{dif} y la instantánea c_0 era

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \left(\frac{x_0}{d}\right)^2 \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{\dfrac{x_0}{d} + 2n \cdot \dfrac{A'_s}{bd} \cdot \dfrac{d-d'}{d} \cdot (1+k\varphi)} =$$

$$= \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 2n\rho' \cdot \dfrac{d-d'}{x_0} \cdot (1+k\varphi)},$$

cuyos símbolos aún no definidos pueden consultarse en el apartado 5.

Se propuso, entonces, que el mismo era un factor adecuado para pasar de las flechas instantáneas a las diferidas, siempre que la zona fisurada fuera claramente preponderante en el elemento en cuestión, que es lo normal en hormigón armado. En efecto, si la sección es constante (incluyendo las armaduras), dicho factor viene a ser también constante en el espacio; ya que, para esta situación de flexión simple, no depende del valor del momento, que en general es variable en la pieza.

Por tanto, para obtener las flechas diferidas, debidas a las acciones permanentes o de larga duración, podían multiplicarse las instantáneas por el mismo factor. En la práctica, el coeficiente que multiplica a la cuantía ρ' puede sustituirse por un valor fijo adecuado; para lo que se daba un valor tal a los parámetros implicados, teniendo en cuenta el valor normalmente operativo de φ (que corresponde a un tiempo $t \to \infty$). En fin, dicho coeficiente se tomaba como 150.

Por otra parte, se indicaba que el parámetro ε_{c0} era un valor promedio en la pieza, que podía tomarse en forma ajustada o simplificada. Se propuso entonces, como forma simplificada, emplear en la práctica un valor fijo, $2 \cdot 10^{-4}$ (0,0002).

De este modo, llamando λ al citado factor, se llegaba a

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 150\rho'},$$

con

$$\frac{x_0}{d} = \sqrt{n^2(\rho+\rho')^2 + 2n\left(\rho + \rho' \cdot \frac{d'}{d}\right)} - n(\rho+\rho'),$$

siendo $\rho = \dfrac{A_s}{bd}$ y $\rho' = \dfrac{A'_s}{bd}$ (las cuantías se refieren al canto útil).

El proceso de cálculo de las flechas diferidas, consistente en multiplicar las instantáneas para carga permanente por el factor de paso obtenido, mediante una sola fórmula, se mostraba por ello bastante práctico. Pero al mismo tiempo era general, al hacer explícitas y separar las repercusiones de la fluencia, a través de su coeficiente φ, y de la retracción ε_r, propiedades sensiblemente variables de unos casos a otros.

Hasta aquí lo que se propuso en el primer trabajo mencionado [1]. En cuanto al segundo [2], se hará alusión al mismo en el apartado 3.

* * * * * * * * *

Más adelante, el autor continuó el estudio, centrando la atención en el ajuste del parámetro ε_{c0} de la fórmula propuesta para flechas diferidas. Aunque, en muchos casos, puede usarse el valor indicado, $\varepsilon_{c0} = 0{,}0002$, dicho parámetro varía con el modo de dimensionar la estructura y con la relación entre la carga permanente y la total; por lo que, en general, conviene ajustarlo en cada caso concreto.

En relación con ello, parece oportuno indicar que otra particularidad de dicha fórmula estriba precisamente en que la fluencia y la retracción aparecen en ella de modo homogéneo, como relaciones entre una deformación diferida y otra instantánea. Así, para la fluencia, el coeficiente φ, que lo es por definición; para la retracción, el cociente entre ε_r y la deformación instantánea ε_{c0}.

Debe insistirse en que, para el cálculo de flechas, ε_{c0} representa un valor promedio en la pieza En efecto, con dicho parámetro, variable de una sección a otra, se pasa de un resultado en sección (relación entre curvaturas) a otro en pieza o elemento (relación entre flechas), en donde sólo cabe emplear un único valor.

Veamos ahora el significado de dicho valor promedio, suponiendo que la retracción y la fluencia, así como las características de la sección, son constantes en la pieza. Al pasar de curvaturas a flechas, el valor de ε_{c0} es el que corresponde a una curvatura que, si fuera constante, daría lugar a la misma flecha máxima que la que resulta con la distribución real de curvaturas en la pieza, las que se derivan de la ley real de deformaciones ε_{c0}.

Examinado el significado, veamos entonces cómo se calcula este valor de ε_{c0}. Naturalmente, el mismo debe ser el que corresponde en sección fisurada a un cierto momento, entre los existentes en la ley real de flexiones, cuya curvatura tenga dicho significado promedio.

Entonces, si M_g es tal momento, ε_{c0} puede obtenerse del mismo con las ecuaciones que rigen la sección fisurada en

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

servicio (compresión lineal en el hormigón), situación que refleja la Figura 1.

Aunque, como siempre hay que calcular previamente la flecha instantánea de la pieza (carga permanente), una manera mucho más directa y práctica de obtener la deformación ε_{c0} es emplear la expresión

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_g\, x_0}{E_c\, I_{ev}},$$

sumamente sencilla, en la que, salvo M_g, todos sus parámetros son ya conocidos, por haberse tenido que utilizar antes. Así, $E_c\, I_{ev}$ es sin más la rigidez tomada para calcular la flecha instantánea y x_0 es el mismo de $\frac{x_0}{d}$.

El valor promedio M_g es algo que depende, como es lógico, de la forma de la ley de momentos para la carga permanente. Esta ley, a su vez, depende del tipo de cargas (puntual o repartida) y de su situación en la pieza, así como de la vinculación de los extremos de la misma (que suele ser intermedia entre un apoyo simple y un empotramiento; aunque hay que incluir los voladizos, con un empotramiento y un extremo libre).

Sin embargo, antes de evaluar M_g es procedente una reflexión.

La obtención de ε_{c0}, en la que aparecen parámetros ya empleados al calcular la flecha instantánea y en la misma fórmula, puede parecer un tanto artificiosa; ya que, separando fluencia y retracción, como se ve a continuación, todo parece más sencillo. Así, con frecuencia se ha dado este tratamiento separado a la flecha diferida [4, 5].

En efecto, comprobemos lo que sucede si se separan los efectos de ambas deformaciones en la expresión para curvaturas. Si, para simplificar, concentramos en un factor a lo que aporta el denominador (supuesto constante a lo largo de la pieza) al valor de la relación entre curvaturas, se tiene

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = a \cdot \frac{x_0}{d} \cdot \left(\varphi + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}} \right) = a \left[\frac{x_0}{d} \cdot \varphi + \frac{\varepsilon_r}{d} \cdot \frac{x_0}{\varepsilon_{c0}} \right].$$

Como la curvatura instantánea es $c_0 = \frac{\varepsilon_{c0}}{x_0}$, resulta que

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = a \left[\frac{x_0}{d} \cdot \varphi + \frac{\varepsilon_r}{d \cdot c_0} \right],$$

de donde

$$c_{dif} = a \cdot \frac{x_0}{d} \cdot \varphi \cdot c_0 + a \cdot \frac{\varepsilon_r}{d}.$$

Así, se observa que, al separarla de la fluencia, la retracción queda desvinculada de la curvatura instantánea y, en consecuencia, de la flecha instantánea; aunque se mantiene el mismo factor, a, para ambas.

Pues bien, con todo, debe afirmarse la importancia de tratar la retracción junto con la fluencia, como se ha hecho previamente, más allá de la ventaja de considerarlas de forma compacta y homogénea.

Esto atañe, en primer lugar, al análisis para obtener una fórmula como la propuesta; ya que, fenomenológicamente, fluencia y retracción actúan de modo interactivo, lo que tal análisis contempla (por ejemplo, la fluencia debida a la variación de tensiones que la retracción produce).

Pero, en segundo lugar, afecta también a la aplicación de la fórmula, a pesar de la aparente mayor sencillez de separar fluencia y retracción.

Examinemos las razones. De entrada, al extrapolar la última expresión de c_{dif} a flechas, parecería que el efecto de la retracción no pasa por la flecha instantánea, ya que la retracción no va ligada a c_0.

Se tendría así que calcular la flecha debida a una curvatura constante. Esto es inmediato en una pieza simple, pero no en una pieza genérica; ya que, en ésta, al prescindir de referencias a la situación instantánea para cargas permanentes, se pierde una información que es decisiva: la posición de los puntos de inflexión de la deformada, en los que la retracción cambia, como la fluencia, su sentido. Por supuesto, ello no ocurre si el efecto diferido de la retracción se obtiene a partir de la flecha instantánea, la cual ya lleva implícita tal información.

Más allá de las piezas isostáticas, fijar los puntos de inflexión requiere conocer la deformada instantánea o, si no, hacer uso de hipótesis adicionales. Lo primero supone un recálculo de la estructura [5], posible pero poco práctico. Para lo segundo, la aproximación más frecuente consiste en suponer giros nulos en los nudos de la estructura; con lo que, por ejemplo, en relación a la que tendría como pieza biapoyada, la flecha de un tramo interior de viga continua es la mitad (puntos de inflexión a los cuartos de la luz) y la de un tramo extremo el 70% [4, 5].

Pero, si se emplea tal aproximación, los errores al estimar la flecha para una curvatura constante pueden ser muy notables y por el lado inseguro.

Para comprobarlo, consideremos un ejemplo realista, esquematizado en la Figura 2a: una viga continua de tres vanos, con el central de luz doble que los laterales, sometida a una carga repartida constante. Se determinan para ella los puntos de inflexión. Entonces, la flecha máxima debida a una curvatura constante con dichos puntos (con giros en los apoyos intermedios), como trata de representar la Figura 2b, es un 54% mayor que la misma al fijar los puntos de inflexión a los cuartos de la luz en la pieza central (con giro nulo en dichos apoyos), según muestra la Figura 2c. Si, además, como puede ocurrir debido al peso propio, la carga del vano central supera a la de los laterales, el error es aún mayor.

En tercer lugar, existe la posibilidad de otro tipo de errores. Hay que recordar que, en sección fisurada, el efecto de la retracción se suma siempre al de la fluencia, por tener ambas el mismo sentido en la zona comprimida. Cuando cambia el

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

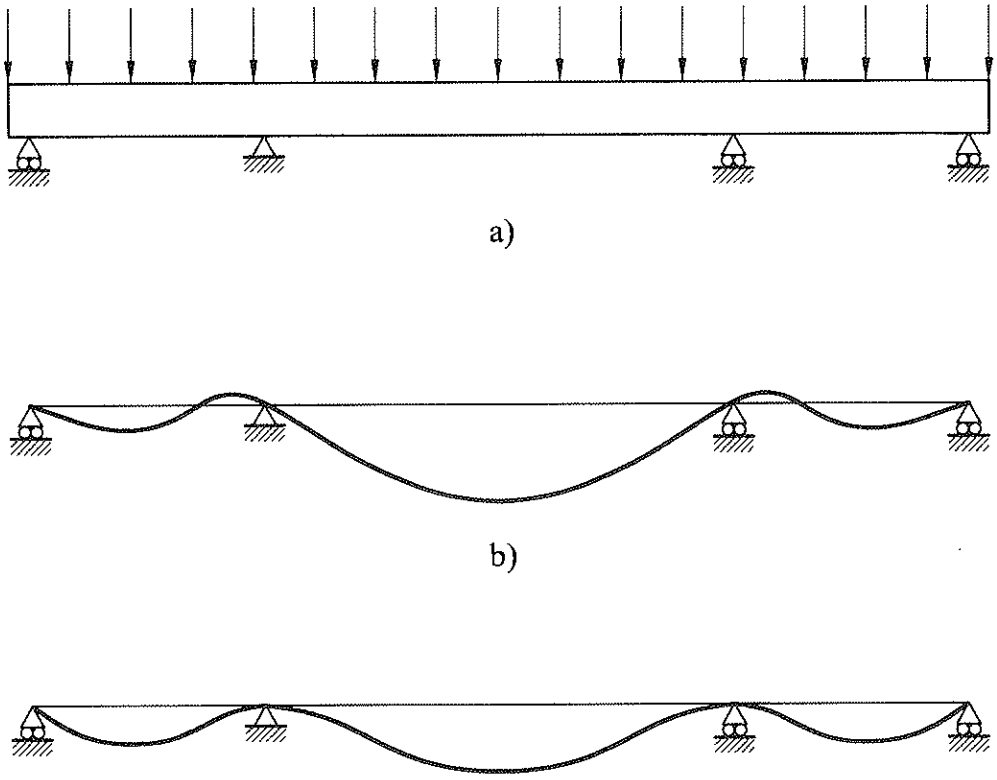


Figura 2. Ejemplo para evaluar la flecha por retracción.

signo de la flexión se invierte el de la curvatura instantánea; pero también se invierte la zona comprimida y, con ello, el signo de la curvatura diferida por el efecto conjunto de ambas. Entonces, separar la retracción, la cual queda sin referencia a la flecha instantánea, facilita la comisión de errores por no tomar para ella el signo adecuado; o incluso por no cambiarlo en los puntos de inflexión.

Las consideraciones anteriores conducen a mantener la fórmula compacta con fluencia y retracción, ya vista; con la contrapartida de determinar ε_{c0}. Lo que, a su vez, requiere evaluar el momento promedio antes indicado, M_g, aquél cuya curvatura, supuesta constante en la pieza, origina en ella una flecha máxima igual que la de la ley real de momentos.

Podría parecer que la evaluación de tal momento promedio, en cada caso, no compensa el hecho de ahorrarse el proceso alternativo (determinar los citados puntos de inflexión y, luego, la flecha para curvatura constante). Pero, en la práctica, no ocurre así; como se concluye tras un amplio análisis de la cuestión. Este análisis, realizado por el autor, se centró en una pieza genérica con las distintas formas posibles de ley de momentos flectores, que corresponden a las diversas configuraciones de carga (tipo y situación: carga repartida, una y dos cargas puntuales en diferentes posiciones, etc.) y vinculaciones en sus extremos.

Por ejemplo, en la viga biapoyada con carga repartida constante, es sencillo comprobar que la curvatura que, supuesta constante en la pieza, da lugar a una flecha máxima igual que la real, corresponde a un momento que es el 83% del máximo. Manteniendo el tipo de carga, ese valor se va modificando al cambiar paulatinamente las vinculaciones en los extremos de la pieza; por ejemplo, al pasar de momentos extremos nulos a otros de cierto valor (esto es, de la pieza biapoyada a otra extrema o interior de una viga continua). Por supuesto, al variar del todo el tipo de carga o de vinculación, el cambio es aún más acusado.

Para no alargar este trabajo, se omiten los detalles del análisis, tal vez más tediosos que interesantes. Pero, por supuesto, ello no es extensible a sus conclusiones, relativas al valor del momento promedio M_g. Tales conclusiones, expuestas ya de modo práctico (esto es, de modo conciso y por el lado de la seguridad), quedan resumidas a continuación.

El momento promedio M_g se define dentro de la pieza así:

– el 45% del momento máximo, para voladizos con carga repartida u otra carga, distinta a la puntual en su extremo;

– el 60% del momento máximo, para voladizos con carga puntual en su extremo;

– el 60% del momento máximo en la zona de vano, para leyes de momentos bilineales ligadas a una sola carga puntual y leyes poligonales debidas a dos cargas puntuales separadas menos de 0,15 l, siendo l la luz de cálculo de la pieza;

– el 75% del momento máximo en la zona de vano, para leyes de momentos parabólicas y poligonales en general.

Entonces, puede calcularse ya ε_{c0} como se dijo: $\varepsilon_{c0} = \dfrac{M_g\, x_0}{E_c\, I_{ev}}$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Existen otros casos, no contemplados en estas conclusiones, que no suelen implicar situaciones de flecha máxima en la estructura. Por ejemplo, los asociados a leyes de momentos flectores simplemente lineales, no poligonales, sin cambio de signo; donde el momento promedio puede tomarse sin más como la media de los momentos extremos.

Si la carga permanente actúa por escalones, hasta llegar a un valor total que ya se mantiene, puede tomarse como M_g el asociado a dicho valor y como edad t_0 un promedio (ponderado) de las edades de los escalones.

3. EXTENSIÓN A OTRAS SECCIONES

Como es evidente, las consideraciones previas sobre el parámetro ε_{c0} son independientes del tipo de sección. Por tanto, es posible mejorar, en el mismo sentido, la propuesta hecha en [2], para secciones en T y otras asimilables a estos efectos (como sería, en su caso, la sección cajón).

Así, para calcular la flecha diferida en estructuras fisuradas con estas secciones, en la situación que refleja la Figura 3, puede emplearse el factor

$$\lambda = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 20 \cdot \dfrac{A'_s}{bh_c}},$$

donde

b es la anchura de la cabeza de compresión y h_c su espesor;

$$\frac{x_0 - d'}{d - d'} = \frac{n \cdot \dfrac{A_s}{bh_c}}{1 + n \cdot \dfrac{A_s + A'_s}{bh_c}};$$

$\varepsilon_{c0} = \dfrac{M_g\left(x_0 - \dfrac{h_c}{2}\right)}{E_c\, I_{ev}}$ (se refiere al baricentro de la cabeza de compresión), siendo M_g el momento promedio para la carga permanente, definido exactamente igual que antes.

No obstante, existen casos en los que rige la fórmula para sección rectangular: aparte de los obvios, cuya compresión se encuentra del todo dentro de la cabeza, conviene emplearla en otros casos muy próximos (donde se rebasa algo la cabeza), aún lejos de lo que muestra la Figura 3.

Para delimitar ambas opciones, permitiendo así conocer qué fórmula hay que aplicar, puede seguirse el siguiente criterio práctico [2]:

– calcular antes que nada, con la expresión para sección en T, el valor de $\dfrac{x_0 - d'}{d - d'}$ y deducir de éste el de la profundidad x_0;

– si $x_0 \leq 1{,}5 \cdot h_c$, se opta por la formulación para sección rectangular (el valor de x_0, al recalcularlo con ésta, es algo menor que el obtenido para sección en T);

– si $x_0 > 1{,}5 \cdot h_c$, se prosigue el proceso para sección en T.

La Figura 4, tomada asimismo de [2], muestra los valores del factor λ (en realidad, su parte fija) para secciones rectangular y en T con los mismos canto, ancho de la cabeza de compresión (el de toda la sección, en la rectangular) y armaduras. Como se aprecia en la figura, los valores de la cuantía de compresión son, para cada par de curvas, 0,001, 0,005 y 0,01. Se aprecia también que la sección rectangular, para cuantías no altas, se muestra menos rígida a efectos diferidos.

Como se ha dicho, el factor para sección en T corresponde a la situación en que la fibra neutra está muy baja y toda la

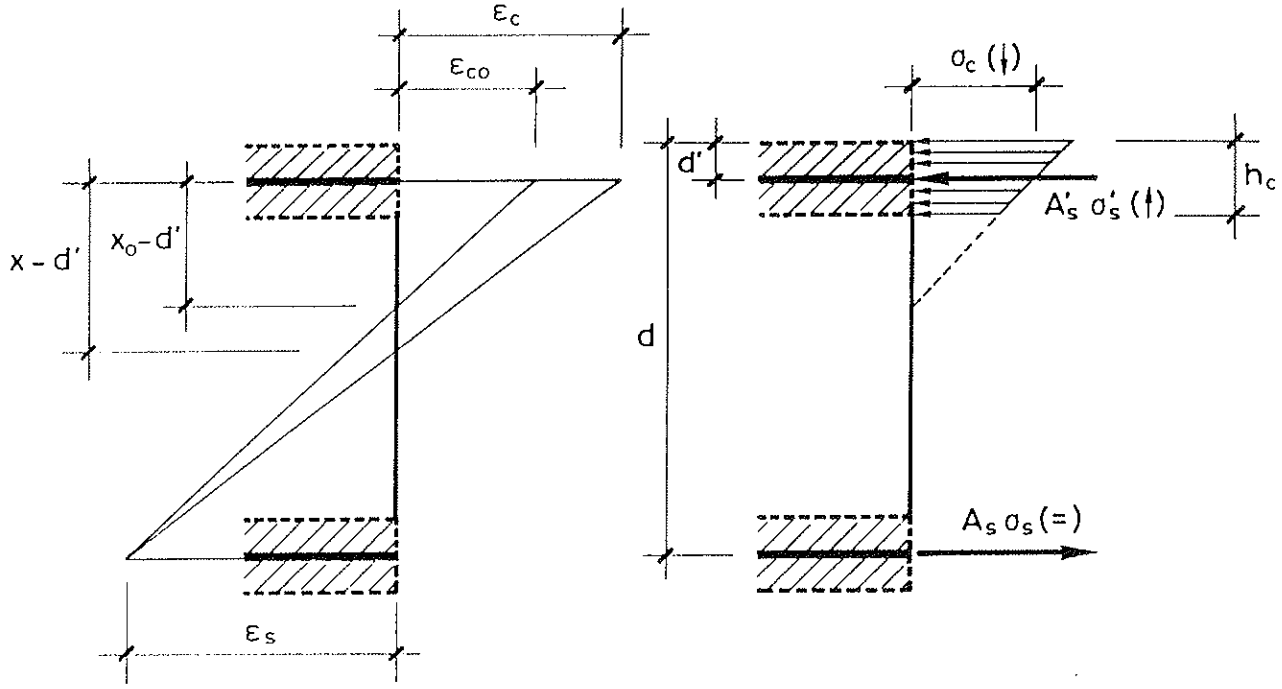


Figura 3. Esquema del comportamiento diferido de la sección en T.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

cabeza muy comprimida, como se ve en la Figura 3; lo que ocurre a partir de una cierta cuantía de tracción. Antes, la sección trabaja como rectangular o casi como tal.

Entonces, existe una transición entre los factores de ambas secciones, que no queda reflejada en la Figura 4. Para los casos concretos de la misma, se produciría alrededor de una cuantía de tracción de 0,006.

De todos modos, la fórmula para sección rectangular es extensible a sección en T, más allá de lo indicado. En efecto, como muestra la Figura 4, cada curva de sección rectangular va por encima de la de sección en T, hasta otro valor de la cuantía de tracción, bastante alto, que es aún mayor al referirlo al área real de la sección en T. Así pues, en general, las curvas para sección rectangular cubren a las otras.

Por tanto, en la práctica, para las cuantías de tracción habituales, la formulación propuesta para sección rectangular puede generalizarse.

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Algunos autores han llevado a cabo trabajos experimentales que, en su propio seno, comparan los resultados de sus ensayos con los obtenidos aplicando la fórmula propuesta, ya fuera en su primera versión o en la presente. Este apartado efectúa una breve revisión de esos trabajos, centrada en dicha comparación.

En el primero de ellos, un trabajo experimental sobre vigas de hormigón armado (sección rectangular) desencofradas a edades tempranas [6], se ensayaron, entre otras, cuatro vigas bajo dos cargas puntuales a tercios de la luz, que se mantuvieron en el tiempo. La resistencia a compresión del hormigón, a 28 días, fue del orden de 27,5 MPa.

En estos ensayos se midieron en el tiempo las flechas y otras variables (como las deformaciones en diversos lugares). No se llevaron a cabo ensayos en probeta para evaluar la fluencia y la retracción del hormigón; por lo que los valores empleados más tarde en los cálculos fueron estimados (teniendo en cuenta, eso sí, las condiciones termo-higrométricas de los ensayos).

Las flechas medidas se compararon con las resultantes de dos métodos, uno más complicado, el del Código Modelo del CEB-FIP de 1990 [7], y otro más sencillo, el de la fórmula propuesta en [1], esto es,

$$\delta_{dif} = \delta_0 \cdot \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1+150\rho'},$$

con

$$\frac{x_0}{d} = \sqrt{n^2(\rho+\rho')^2 + 2n\left(\rho+\rho'\cdot\frac{d'}{d}\right)} - n\,(\rho+\rho').$$

El ajuste de ambos métodos fue bueno, aunque fue mejor el del segundo (errores del 3%, por encima, 5% y 6%, por debajo; y 16%, por debajo, en la viga citada más tarde). De todas formas, se observó en ellos una tendencia general a infravalorar las flechas diferidas respecto a los valores experimentales.

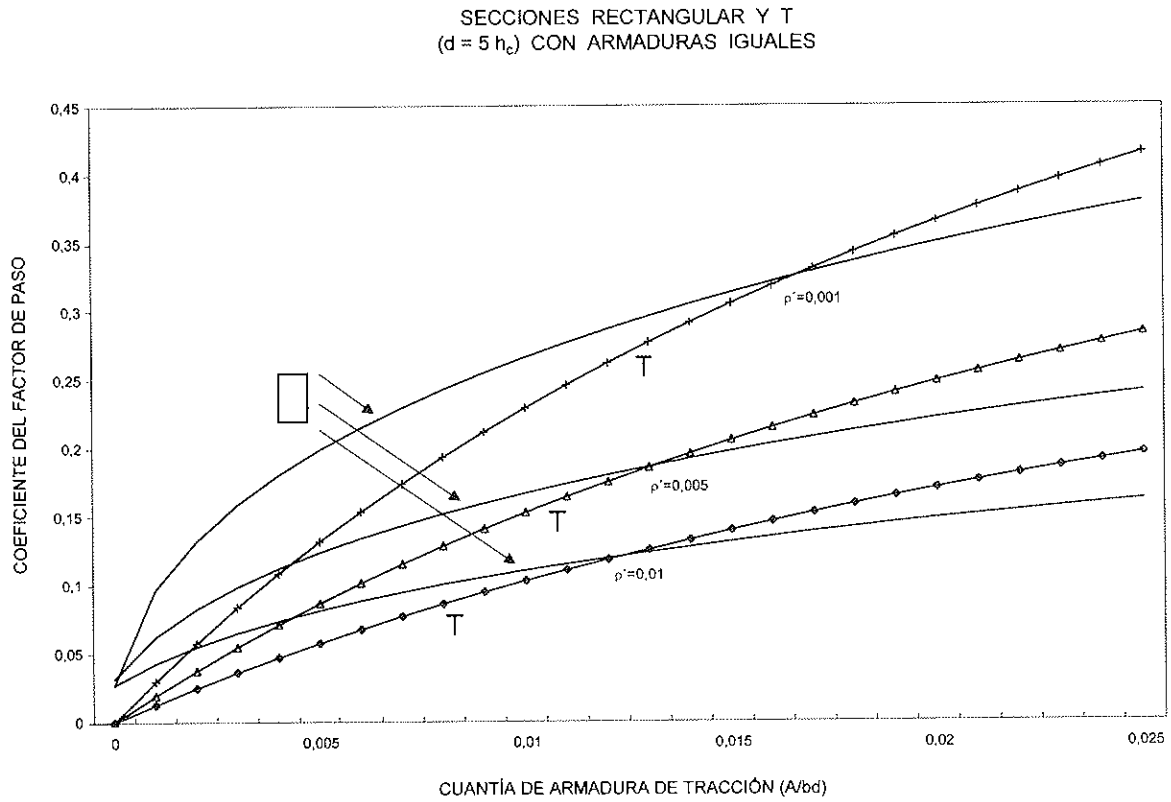


Figura 4. Factor para secciones rectangular y en T (o asimilable).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Ha de decirse que, aparte de la citada estimación de valores para la fluencia y la retracción (aspecto que se subraya en el propio trabajo, ante la menor concordancia de resultados en una de las vigas), en lo que afecta a la fórmula propuesta en [1], el valor tomado para la deformación ε_{c0} fue superior al que procedería emplear para un mejor ajuste; lo que lleva a obtener flechas de valores inferiores a los debidos. Como se sabe ahora (pero, claro está, no entonces), en estos casos, el valor ajustado de ε_{c0} es del orden del 75% de su valor máximo en la viga.

Uniendo todo ello, y considerando además su sencillez, puede afirmarse que la fórmula en cuestión ofrece una concordancia satisfactoria.

Por otro lado, con relación a algunas hipótesis adoptadas en [1], en el mismo trabajo experimental se constataron dos extremos interesantes: 1) la deformación a nivel de la armadura de tracción varía muy poco en el tiempo; 2) la relación entre flechas diferida e instantánea inicial es casi igual que la misma entre curvaturas, lo que permite extrapolar los resultados de curvaturas en sección a flechas en pieza (suponiendo que prácticamente toda ella está fisurada).

* * * * * * * *

Más recientemente, en otro trabajo experimental con hormigón de alta resistencia (65 MPa de resistencia a compresión, a 28 días) [8], se ha comprobado la bondad de resultados de este procedimiento de cálculo de flechas diferidas, teniendo en cuenta ya la fórmula aquí propuesta.

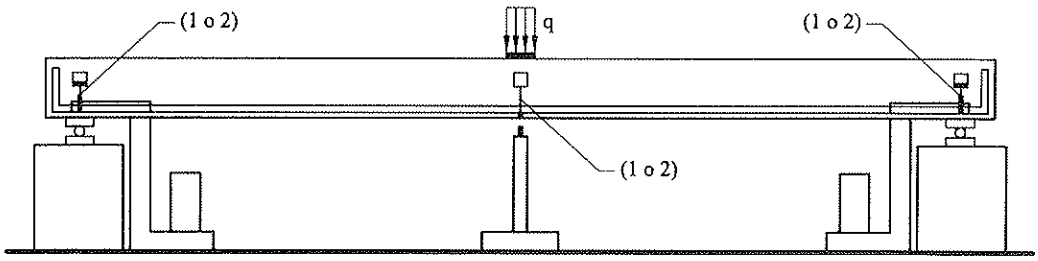
En este trabajo se realizaron ensayos de retracción y fluencia en probeta, en condiciones de sellado y no sellado. De estos ensayos se extrajeron las leyes reales de estas deformaciones en el tiempo, esto es, el coeficiente de fluencia φ y la retracción ε_r.

Asimismo, se llevaron a cabo ensayos en vigas (de sección rectangular, asimismo). Entre ellos, se ensayaron en el tiempo dos vigas de hormigón armado bajo carga mantenida, con el mismo hormigón empleado en las probetas, para la misma edad al cargar y en iguales condiciones de sellado y no sellado. Las vigas fueron sometidas a una carga puntual centrada y se midieron las flechas centrales. En la Figura 5a puede observarse un esquema de la disposición de estos ensayos.

Finalmente, se compararon las flechas medidas en los ensayos y las obtenidas siguiendo el método de Favre y Charif [9] y mediante la fórmula propuesta en este trabajo, esto es, la misma de antes pero con el valor ajustado de ε_{c0}.

En estos casos,

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_g\, x_0}{E_c\, I_{ev}} = 0,6\,\frac{P\,l}{4}\cdot\frac{x_0}{E_c\, I_{ev}};$$



(1) LVDT para ensayos de rotura
(2) Reloj comparador para ensayos diferidos

a)

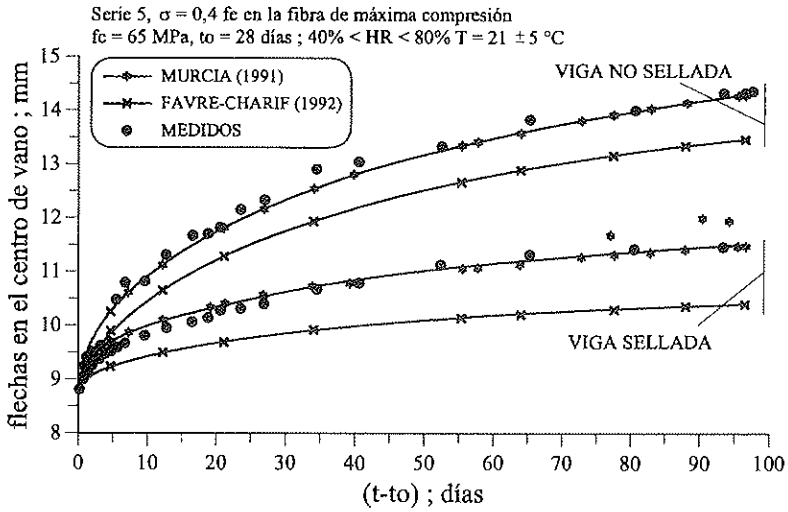


Figura 5. Ensayo de viga y comparación de flechas diferidas. (Figuras extraídas de la referencia 8, Carbonari et al).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

tomando así M_g como el 60% del momento máximo de la viga para la carga puntual P.

El resultado de la comparación con la fórmula propuesta es muy satisfactorio, como puede apreciarse en la Figura 5b; lo que resulta aún más notorio, si se tiene en cuenta la sencillez de la fórmula y su aplicación directa. Para la flecha final, el ajuste de la fórmula es del orden del 1% en ambas vigas (por encima, en una, y por debajo, en la otra). Para el otro método, de aplicación más complicada, la flecha final queda un 40% y un 16% por debajo de los valores experimentales, repitiendo la tendencia observada en [6].

Debe insistirse en el hecho de que aquí, además de emplear la fórmula ya mejorada (tal como se ha indicado), se incluyeron en ella valores reales para la fluencia y la retracción, no valores estimados.

Una vez más, respecto a una de las hipótesis adoptadas en [1], en este trabajo se comprobó experimentalmente que la deformación de la armadura de tracción varía muy poco en el tiempo.

5. CONCLUSIÓN

Como consecuencia del análisis previo, a continuación se formula una propuesta para el cálculo de flechas por fluencia y retracción, en estructuras de hormigón armado (normalmente fisuradas en gran extensión).

La flecha diferida por fluencia y retracción, δ_{dif}, puede obtenerse a partir de la flecha instantánea para carga permanente, δ_0, mediante

$$\delta_{dif} = \delta_0 \cdot \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 2n\rho' \cdot \dfrac{d - d'}{x_0} \cdot (1 + k\varphi)}.$$

En la práctica, especialmente para tiempos grandes, puede emplearse

$$\delta_{dif} = \delta_0 \cdot \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 150\rho'},$$

donde

φ es el coeficiente de fluencia: $\varphi = \varphi(t, t_0)$, siendo t_0 la edad del hormigón al cargar y t el tiempo de cálculo;

ε_r es la deformación de retracción a partir de t_0;

x_0/d es la profundidad relativa inicial de la fibra neutra en flexión:

$$\frac{x_0}{d} = \sqrt{n^2(\rho + \rho')^2 + 2n\left(\rho + \rho' \cdot \frac{d'}{d}\right)} - n(\rho + \rho');$$

n es el coeficiente de equivalencia ($n = E_s / E_c$);

d' es la profundidad de la armadura de compresión;

d es la profundidad de la armadura de tracción;

ρ' es la cuantía geométrica (respecto a d) de compresión;

ρ es la cuantía geométrica (respecto a d) de tracción;

ε_{c0} es un promedio de la deformación máxima inicial del hormigón:

$\varepsilon_{c0} = \dfrac{M_g\, x_0}{E_c\, I_{ev}}$, siendo M_g un momento de las cargas permanentes, en valor absoluto, que se define dentro de la pieza así:

– el 45% del momento máximo, para voladizos con carga repartida u otra carga, distinta a la puntual en su extremo;

– el 60% del momento máximo: a) para voladizos con carga puntual en su extremo; b) el indicado, en la zona de vano, para leyes de momentos bilineales ligadas a una sola carga puntual y leyes poligonales debidas a dos cargas puntuales separadas menos de 0,15 l, siendo l la luz de cálculo de la pieza;

– el 75% de tal momento máximo, en la zona de vano, para leyes de momentos parabólicas y poligonales en general;

$E_c\, I_{ev}$ es la rigidez empleada para calcular la flecha instantánea.

En las expresiones previas, las cuantías y demás parámetros seccionales pueden referirse a la sección crítica a flexión de la pieza.

Si la carga permanente actúa por escalones, hasta alcanzar un valor que se mantiene ya en el tiempo, como momento M_g se toma el que corresponde a ese valor de la carga y como edad t_0 un valor promedio, ponderado, de las edades relativas a los distintos escalones.

En general, para secciones no rectangulares (como las secciones en T y otras asimilables), puede emplearse la fórmula de sección rectangular, para las cuantías de tracción habituales. Las cuantías se han de referir, entonces, al ancho de la cabeza de compresión. En todo caso, para dichas secciones, siempre cabe aplicar la fórmula específica presentada en el apartado 3, con las condiciones allí indicadas.

La formulación obtenida y propuesta posee la gran ventaja de hacer explícitas, por separado, las repercusiones de la fluencia y de la retracción, pudiendo ajustar estas propiedades a cada caso concreto.

Además, ello se realiza de manera compacta, con una sola fórmula en la que ambas deformaciones diferidas aparecen de forma homogénea (φ, que es un cociente entre deformaciones, al igual que $\varepsilon_r / \varepsilon_{c0}$).

En fin, puede afirmarse que la formulación propuesta es sencilla y de aplicación directa. Por otro lado, tras efectuar una comparación con resultados experimentales, se ha consta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

tado su buena precisión, tanto en estructuras de hormigón normal como de hormigón de alta resistencia.

REFERENCIAS

1. J. Murcia. Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas. *Hormigón y Acero*, n.º181 (pp. 9-17). Madrid, 1991. (Comentarios del autor en *Hormigón y Acero* n.º 183, 1992, pp. 9-10.)

2. J. Murcia. Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor práctico para el cálculo de flechas diferidas. *Hormigón y Acero*, n.º 183 (pp. 19-25). Madrid, 1992.

3. Z.P. Bažant. Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 69 (pp. 212-217). Detroit, 1972.

4. CEB. *Manual on Cracking and Deformations*. Bulletin d'Information n.º 158. Comité Euro-International du Béton. Lausanne, 1985.

5. A. Ghali & R. Favre. *Concrete Structures: Stresses and Deformations*. E & FN Spon. London, 1994.

6. I. Serrà, A. R. Marí, F. Martínez-Abella & F. López-Almansa. Experimental measurement of creep and shrinkage of early-demolded reinforced concrete beams. *Creep and Shrinkage of Concrete* (Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium, *Concreep 5*. Barcelona, 1993) (pp. 471-477). E & FN Spon. London, 1993.

7. CEB-FIP. *CEB-FIP Model Code 1990*. Comité Euro-International du Béton. Lausanne, 1991.

8. G. Carbonari, A. Aguado y R. Gettu. Estimación del comportamiento en el tiempo de vigas de hormigón de alta resistencia a partir de ensayos en probetas. *Hormigón y Acero*, n.º 208 (pp. 31-48). Madrid, 1998.

9. R. Favre & H. Charif. *Basic model and simplified calculations of deformations according to the CEB-FIP Model Code 1990*. Institut de Statique et Structures en Béton Armé et Précontraint (IBAP). Lausanne, 1992.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

ANEJO: EJEMPLO PRÁCTICO

Se considera la estructura mostrada en la Figura 6a. La figura muestra asimismo el cronograma de su carga permanente (repartida: peso propio y resto), la cual alcanza el valor g, que ya se mantiene (b).

Las dimensiones y cuantías de la viga son: $l = 7$ m; $b = 0{,}3$ m; $h = 0{,}6$ m; $d = 0{,}55$; $\rho = 0{,}0114$; $d' = 0{,}04$ m; $\rho' = 0{,}0024$.

Las edades de carga son $t_0 = 30$ días y $t'_0 = 90$ días, y $g = 20$ kN/m. La flecha instantánea para g es 8 mm (rigidez equivalente: 80 MN m²).

A continuación se aplica el método propuesto en este trabajo.

Se toma una edad intermedia (ponderada por el valor de las cargas) entre t_0 y t'_0, que es 75 días. Para ella, $\varphi = 2$ y $\varepsilon_r = 0{,}00024$.

Con tales valores, y $n = 7$, se emplea la formulación indicada:

$$\frac{x_0}{d} = \sqrt{n^2(\rho+\rho')^2 + 2n\left(\rho+\rho'\cdot\frac{d'}{d}\right)} - n\,(\rho+\rho') =$$

$$= \sqrt{(7\cdot 0.0138)^2 + 14(0{,}0114+0{,}00017)} -$$

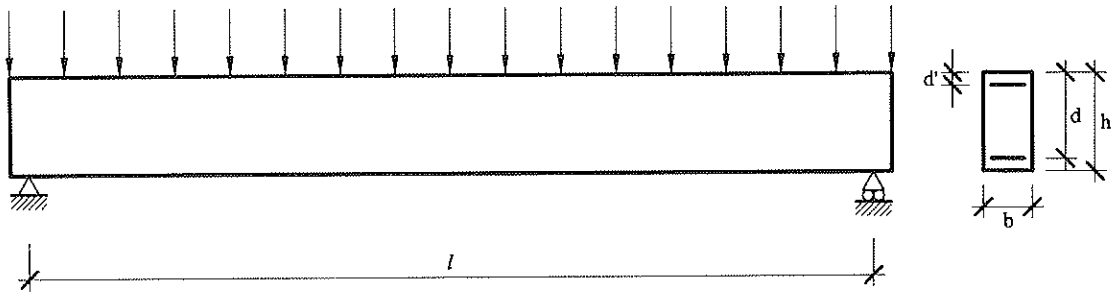
$$- 7\cdot 0{,}0138 = 0{,}32$$

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_g x_0}{E_c I_{ev}} = \frac{0{,}75\cdot\dfrac{0{,}02\cdot 7^2}{8}\cdot(0{,}32\cdot 0{,}55)}{80} = 0{,}0002$$

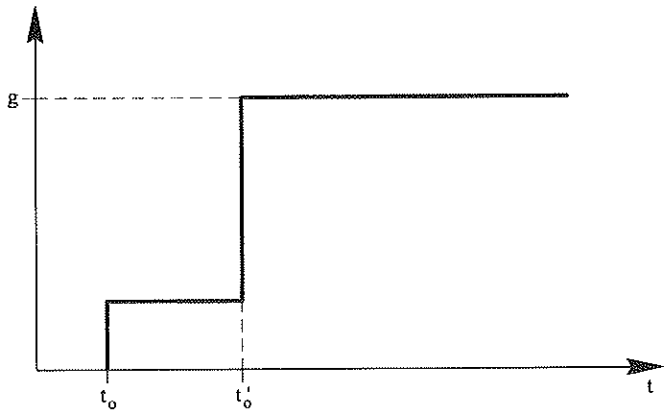
$$\delta_{dif} = \delta_0\cdot\frac{x_0}{d}\cdot\frac{\varphi+\dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1+150\rho'} = 8\cdot 0{,}32\cdot\frac{2+\dfrac{0{,}00024}{0{,}0002}}{1+150\cdot 0{,}0024} =$$

$$= 8\cdot 0{,}753 = 6\ mm$$

Obsérvese que, en un caso realista como éste, el valor de ε_{c0} resulta justo el que se propuso en [1], a falta de afinar más. Aunque lo normal será calcularlo bien, como aquí, porque varía según cómo se dimensione la estructura y con la relación entre la carga permanente y la total.



a)



b)

Figura 6. Viga y cronograma de su carga permanente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

CEMCO 2001 - ÁREA DE ESTRUCTURAS Y DURABILIDAD

S4: Materiales Compuestos Avanzados en la Construcción *(12, 13 y 14 de Marzo)*

Los materiales compuestos avanzados a base de polímeros reforzados con fibras (FRP) poseen unas características que los hacen idóneos para distintos aspectos en la Construcción, tales como refuerzo y reparación de estructuras, fachadas, cubiertas, edificios inteligentes, etc. El desconocimiento de su comportamiento a largo plazo, de los métodos de cálculo a emplear, de la forma de aplicarlos son causa de que estos materiales no ocupen aún el lugar que les corresponde.

S5: Modelización y Análisis de Estructuras *(21, 22 y 23 de Marzo)*

Modelización de estructuras de edificios y obra civil. Análisis lineal estático de estructuras bi y tridimensional. Modelización de estructuras con sistemas de barras rectas y modelización mediante elementos finitos. Análisis no lineal. Modelos constitutivos para el análisis de estructuras existentes de edificios de viviendas, obras civiles y edificios históricos. Análisis dinámico. Estudio de casos prácticos.

S6: Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales *(26, 27 y 28 de Marzo)*

Fiabilidad estructural. Generalidades. Planteamientos probabilistas y semiprobabilistas: Códigos. Niveles de comprobación. Modelado de acciones. Eurocódigos 0 y 1. Norma Básica Española de Acciones en la Edificación. Bases de cálculo y Acciones. Acción de viento. Acción y diseño frente al fuego. Acción sísmica: Eurocódigo 8 y Norma Española. Diseño sismorresistente.

S7: Estructuras en Ambientes Marinos. Vida Útil y Conservación *(2, 3 y 4 de Abril)*

La naturaleza del ambiente marino. Acciones químicas y físicas y sus efectos sobre las estructuras: Identificación y cuantificación de los ataques. Modelos de deterioro. Nuevas tecnologías en la prevención del daño de estructuras de hormigón. Gestión de la durabilidad: Optimización del coste del ciclo de vida. Materiales convencionales y especiales: Características y requisitos. Interacción entre concepción estructural, detalles constructivos, disposiciones prácticas y durabilidad. Integración de las acciones ambientales en el proyecto: Métodos implícitos y explícitos. Ejecución y durabilidad. Verificaciones mediante ensayos. Técnicas de inspección y monitorización. Mantenimiento normal y especializado. Evaluación de estructuras afectadas por procesos de deterioro. Métodos tradicionales y especiales de reparación.

S8: Durabilidad del Hormigón y Evaluación de Estructuras Corroídas *(17, 18 y 19 de Abril)*

La durabilidad de la armadura es un aspecto que suscita creciente interés en la normativa y la práctica debido al progresivo envejecimiento del parque construido. Además, dado el auge que tiene esta disciplina en el aspecto investigador se producen constantemente novedades en su estado del arte. Otros deterioros se producen igualmente aunque con menor amplitud: árido-álcali y hielo-deshielo. En el Seminario se tratarán principalmente los siguientes aspectos: Tratamiento en la normativa internacional, europea y española (EHE) de los aspectos relativos a la durabilidad del hormigón. Diagnóstico y medida in-situ de la corrosión de la armadura. Métodos preventivos: armaduras galvanizadas o inoxidables, inhibidores de corrosión y protección catódica. Métodos de reparación de estructuras dañadas por corrosión.

S9: Evaluación Estructural. Patología, Diagnóstico y Soluciones de Intervención *(25, 26 y 27 de Abril)*

Sistemas para diagnóstico y peritaje de estructuras. Criterios y metodología de inspección. Patología de proyecto. Tipologías más usuales. Criterios para evitar o corregir este tipo de problemas. Informes de patología y de peritaje de estructuras. Evaluación y estimación de la seguridad estructural. Casos de patología y diagnóstico de estructuras. Patología como consecuencia de deformaciones excesivas. Limitación y control de deformaciones. Intervenciones de refuerzo de estructuras. Análisis experimental de estructuras. Ensayos de evaluación y monitorización. Patología y recalce de cimentaciones.

S10: Industrialización y Prefabricación en Edificacióu y Obra Civil *(7, 8 y 9 de Mayo)*

Análisis del grado de implantación de la prefabricación en el sector: Situación actual y perspectivas de futuro. Principios actuales y tendencias en el campo de la industrialización y prefabricación en la edificación; integración del proceso constructivo (desde la producción hasta la comercialización); implantación de metodología industrial en el sector de la construcción. Prefabricación en: Sistemas de cerramiento –cobertura y fachada–; sistemas estructurales –aspectos relativos a materiales, condicionantes de diseño, nuevas tecnologías, perspectivas de futuro–. Presentación de actuaciones recientes en el campo de la edificación y de la obra civil parcial o totalmente prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Análisis de edificios de muros de carga de mampostería ante acciones horizontales

Analysis of load bearing wall buildings subject to horizontal loading

Pere Roca, Climent Molins e Ignacio Carol
Universitat Politècnica de Catalunya

RESUMEN

Gran parte del parque edificado en nuestras ciudades está formado por edificios con estructura portante a base de paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo o piedra. La seguridad real de tales construcciones, especialmente ante acciones horizontales, constituye un motivo de creciente preocupación, especialmente en aquellas zonas geográficas susceptibles de experimentar los efectos del sismo.

El presente artículo revisa algunas de las técnicas actualmente disponibles para el análisis estructural de construcciones de este tipo, incidiendo, en particular, en los métodos de análisis de carácter numérico más recientemente propuestos. Una segunda parte del artículo se destina a presentar la experiencia de los autores en la utilización práctica de algunos de estos métodos aportando, en especial, ejemplos de aplicación a casos reales o experimentales.

SUMMARY

Due to historical reasons, a large part of the building structures today present and kept in use in many cities consists of load-bearing wall buildings with walls made of stone or brick masonry. The actual structural safety of these constructions and their performance subject to horizontal actions (as earthquake) is today a topic of growing concern.

The present paper reviews some of the techniques which are today available for the structural analysis of load-bearing wall buildings with special focus on modern numerical approaches. A second part of the paper is devoted to the presentation of the experience of the authors in the practical usage of some of these methods. Some real or experimental cases, analysed by means of the methods presented, are included to illustrate their actual aplicability.

1. INTRODUCCIÓN

Ante la disyuntiva de derribar edificios existentes deteriorados o muy deteriorados, o por el contrario, de rehabilitarlos o en su caso reforzarlos estructuralmente de forma que puedan mantenerse en condiciones de utilización, los razonamientos de índole económica llevan casi siempre a preferir la segunda opción. La preferencia por la rehabilitación se agudiza más, si cabe, al atinar en consideraciones relacionadas con el respeto hacia el medio ambiente y con el crecimiento sostenible; y aún más fuertemente si, además, el edificio tiene un cierto valor histórico o artístico. El deseo de preservar la imagen tradicional de los centros históricos de nuestras ciudades tiende asimismo a favorecer el mantenimiento y la rehabilitación de tales construcciones. La rehabilitación adquiere especial importancia en el caso de los edificios con estructura portante a base de paredes de carga, tanto por su abundancia como por constituir el tipo constructivo fundamental de los centros urbanos históricos.

La ocasión de una rehabilitación –o la mera conservación– debiera, deseablemente, pasar por la evaluación resistente de

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

este tipo de construcciones. Por una parte, las nuevas utilizaciones –o la sola adaptación a la normativa vigente– implican a menudo un aumento de las sobrecargas de uso que el edificio debe resistir. Por otra parte, y por distintas razones –riesgo sísmico, prácticas constructivas deficientes– muchas de estas construcciones pueden mostrar una debilidad importante ante acciones horizontales.

De hecho, gran parte del patrimonio edificado de nuestro país podría estar presentando una alta vulnerabilidad ante acciones extraordinarias tales como sismo, viento huracanado o deflagraciones. Particularmente, la vulnerabilidad de las construcciones de estructura de obra de fábrica del Ensanche de Barcelona ha sido puesta de manifiesto por los estudios de F. Yépez y otros [1]. La debilidad exhibida por algunos de tales edificios parece ponerse de manifiesto si consideramos las desproporcionadas consecuencias producidas por fortuitas explosiones de gas (como en la calle Borrell de Barcelona, produciéndose la destrucción completa de tres edificios de medianería en diciembre de 1990) o por la simple pérdida del acodalamiento proporcionado por edificios colindantes, al haber sido éstos derribados (como en la calle Bot n.º 7 de Barcelona, en 1997). Hechos de este tipo han causado una cierta alarma, advirtiéndose que las rehabilitaciones –realizadas en gran número dentro del Ensanche– raramente contemplan el refuerzo de los elementos portantes. Antes al contrario, muchas rehabilitaciones conllevan reformas orientadas hacia la actualización de las instalaciones o hacia el aumento de la diafanidad de los espacios interiores que, a menudo, implican efectos tales como la reducción progresiva de la sección resistente de las paredes de carga o la eliminación de las paredes transversales de traba por suponerse sin función resistente.

Es preciso insistir en que una rehabilitación o una reparación cabales demandan la intervención de técnicos expertos, capaces de interpretar y gestionar los complejos fenómenos asociados a la patología de los materiales, la evaluación estructural y las técnicas de reparación y refuerzo. La comprensión de los fenómenos y el acierto en la definición de la solución de reparación constituyen premisas esenciales para garantizar una conservación o una rehabilitación eficiente y durable. En particular, la evaluación estructural requiere técnicas de análisis que permitan simular con suficiente precisión las condiciones de trabajo resistente de tales edificios tanto en condiciones de servicio como en rotura.

Una de las principales dificultades que plantea el estudio del comportamiento de las construcciones de obra de fábrica, especialmente ante acciones horizontales, reside en su modelización y tratamiento analítico; dada la naturaleza frágil de las fábricas pétreas de las que normalmente se componen, los métodos de cálculo convencionales –como el cálculo elástico lineal– son en principio poco aplicables y, en caso de forzar su uso, rinden muy escasa información a menos que ésta sea adecuadamente interpretada por un técnico experimentado.

Además de los aspectos más estrictamente teóricos, cabe no ignorar las dificultades de orden más práctico que introducen el limitado conocimiento de la composición constructiva y de las propiedades de los materiales, ello junto a su importante heterogeneidad o variabilidad.

Este tipo de estudios requiere herramientas de un cierto nivel de sofisticación y bien calibradas experimentalmente. En este contexto, la explotación combinada de los métodos numéricos y experimentales ofrece interesantes posibilidades.

Nuestra apreciación de la práctica local nos lleva más bien a concluir que si ésta se mantiene deficitaria en rigor y en sofisticación es precisamente porque muchos técnicos ignoran las posibilidades reales de la simulación numérica y de la experimentación detallada (incluyendo la monitorización de obras reales), así como el enorme potencial que se deriva de su uso conjugado. Ello lleva, en ocasiones, a infrautilizar algunas de las técnicas experimentales disponibles, o a utilizarlas de manera inadecuada y con escaso rendimiento.

Partiendo de estas consideraciones, se revisan a continuación algunas de las técnicas actualmente disponibles para el análisis estructural de construcciones de paredes portantes de obra de fábrica, incidiendo, en particular, en los métodos de análisis de carácter numérico más recientemente propuestos. En los apartados 3 a 5 se presenta la experiencia de los autores en la utilización práctica de algunos de estos métodos. Ello se ilustra mediante algunos ejemplos de aplicación a casos reales o experimentales.

2. TÉCNICAS DE ANÁLISIS

Tal y como ha sido ya mencionado, el estudio de este tipo de edificios encuentra importantes dificultades en la modelización de la geometría y de las características mecánicas de sus elementos componentes (paredes, dinteles, antepechos, forjados) así como de sus conexiones. Más concretamente, algunas de las principales dificultades planteadas residen en: (1) la caracterización de las paredes como elementos bidimensionales, resistentes a compresión y a cortante, constituidos por un material frágil con casi nula resistencia a tracción, y (2) la modelización mecánica de los antepechos o dinteles y de su conexión con los paños de pared maciza. Más aún, los antepechos o dinteles pueden ser curvos o rectos, de sección variable, y mostrar cambios bruscos de canto o anchura a lo largo de su longitud. Ello requiere, en el caso más general, la habilidad de describir elementos curvos con sección variable.

Un cierto número de posibilidades ha sido efectivamente explorado en el estudio de edificios compuestos por paredes portantes. Estas posibilidades pueden clasificarse, a groso modo, en las siguientes categorías:

(1) Análisis límite

El análisis límite, basado en la aplicación de los teoremas límite de la plasticidad, ha sido escasamente utilizado para el estudio de fachadas o paredes de carga aunque se recurre frecuentemente a él para invocar, a título de imagen, el mecanismo resistente basado en la formación de bielas diagonales en paños de pared o en antepechos bajo la acción de acciones horizontales. En la práctica se precisa de procedimientos iterativos debido a la necesidad de considerar una gran variedad de posibles mecanismos últimos alternativos y en general, su aplicación, muy laboriosa, precisa de gran experiencia por parte del analista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Una importante limitación proviene de la incapacidad del método para simular formas de rotura frágil relacionadas con la superación de la resistencia a cortante o a compresión en las bielas, previo al desarrollo completo del mecanismo. Otra limitación, más práctica, resulta de la dificultad de considerar todos los posibles mecanismos que pueden realmente concebirse en una estructura compleja mediante la localización alternativa de rótulas plásticas.

(2) Análisis global mediante el método de planos de rigidez

En método de planos de rigidez constituye una técnica bien conocida para la determinación de la distribución de fuerzas horizontales entre pantallas o paredes de edificios. Este método ha sido recogido por la norma sismoresistente española NSCE-94. En él, el sistema estructural del edificio se representa como una combinación de tres familias de planos paralelos, dos de ellas verticales y perpendiculares entre si, y una tercera horizontal. Las dos familias verticales corresponden a las paredes de carga y/o de arriostramiento y la tercera a los forjados. Mientras que los planos pertenecientes a las dos primeras familias se definen con la rigidez en el plano real de las paredes a las que corresponden, los forjados se consideran infinitamente rígidos y por ello capaces de ligar rígidamente los movimientos horizontales de las paredes a las que están unidos.

El uso acrítico del método de los planos de rigidez puede llevar a una excesiva falta de realismo en la evaluación de la respuesta resistente lateral de construcciones tradicionales o antiguas. Las principales limitaciones del método resultan de la dificultad de caracterizar de forma realista la respuesta rígida de las paredes reales, habida cuenta de sus huecos y complejidades. La rigidez en el plano de los forjados puede no ser tan grande como la supuesta (virtualmente infinita comparada con la de las paredes), especialmente si éstos son de viguetas de madera o de acero con relleno no muy rígido (como argamasa) y sin capa superior continua.

Sin embargo, el método es a menudo ventajoso por su simplicidad y por las muy moderadas necesidades de cálculo que exige su utilización. Se han desarrollado propuestas basadas en la consideración de ecuaciones constitutivas no lineales y envolventes biaxiales de rotura para caracterizar el comportamiento de las paredes de obra de fábrica. Una de ellas es el conocido método POR [2], reconocido por la normativa sismoresistente italiana.

Una aplicación, en general conservadora, del método de los planos de rigidez consiste en considerar sólo los elementos verticales continuos en toda la altura sin incluir dinteles ni antepechos.

(3) Análisis de muros mediante sistemas reticulares equivalentes

Existe la posibilidad de tratar las paredes a modo de un sistema equivalente de barras –de forma semejante a como un forjado o losa pueden modelizarse como un emparrrillado plano– junto a dinteles o antepechos, asimismo simulados mediante barras. El resultado es un sistema reticular tridimensional equivalente a la estructura global. Es preciso reproducir con especial atención el tratamiento de las uniones entre los elementos. En particular, paredes y dinteles o antepechos deben unirse mediante unas bielas rígidas con el fin de considerar el ancho real, finito, de las primeras, resultando así el llamado método de la columna ancha.

De hecho, la aplicación de la discretización convencional en barras produce resultados poco precisos al efecto de estudiar el comportamiento lateral de edificios de paredes portantes. Ellos ha sido efectivamente constatado ante el intento de explotar esta técnica para el análisis sistemático de edificios de este tipo por parte de Karantoni y Fardis [3] y otros investigadores.

La introducción del concepto de columna ancha no es suficiente, pues la compatibilidad de rotaciones en el contacto entre dinteles y paños de pared exige aún de mayores precauciones y sofisticación formulística. Tal y como ha sido demostrado por Kwan [4], la precisión de esta forma de análisis puede mejorarse muy significativamente mediante la definición de un conjunto de dispositivos especiales ideados para representar con mayor realismo la deformación a cortante de las paredes y la compatibilidad cinemática entre paredes y dinteles. Una aplicación de la propuesta de Kwan dirigida a la inclusión del efecto de difusión de las fuerzas del pretensado en el cálculo de losas mediante el emparrillado plano ha sido ya presentada en esta revista por Molins y Roca [5].

(4) Macromodelización

El análisis de las construcciones de obra de fábrica mediante el método de los elementos finitos encuentra, tal y como se ha comentado, importantes dificultades en la naturaleza frágil y compuesta del material. En particular, el tratamiento de una material compuesto a partir de la mecánica del medio continuo obliga a diferenciar entre dos posibles estrategias extremas:

1) Reconocer en el modelo la existencia de materiales distintos y modelizar en detalle cada uno de los mismos, así como sus formas de adherencia o conexión. Esta estrategia se conoce como *micromodelización*.

2) Asimilar, a efectos de cálculo, el material compuesto a un material homogéneo y uniforme equivalente. Se habla entonces de *macromodelización*.

Las formulaciones basadas en la macromodelización trabajan de hecho en términos de tensiones y deformaciones medias; por otra parte, es preciso definir un modelo constitutivo equivalente cuyos parámetros fundamentales (resistencias, módulos de deformación , etc.) representen el comportamiento de la fábrica a nivel macroscópico o promedio.

La principal ventaja de tal estrategia reside en la posibilidad de utilizar formulaciones convencionales del método de los elementos finitos que permitan llevar a cabo una discretización simple del medio continuo. La desventaja reside en las

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

limitaciones que el mantenimiento de la hipótesis del medio continuo suponen para una simulación realista de la obra de fábrica en condiciones de rotura; modos de rotura que incluyan la separación o el deslizamiento entre bloques, realmente observables en la práctica, no pueden ser adecuadamente simulados mediante un modelo de este tipo.

El análisis elástico lineal es de hecho un caso particular de macromodelización. Tal y como se ha mencionado, este tipo de análisis resulta, en principio, muy inapropiado para el estudio de la resistencia de las construcciones de obra de fábrica al no reconocer la incapacidad del material para resistir tracciones significativas (entre otras limitaciones). A pesar de ello, el uso de esta técnica es muy frecuente en la práctica, existiendo abundantes ejemplos de su utilización para el estudio de edificios complejos de carácter histórico.

Un segundo paso en el nivel de sofisticación consiste en limitar efectivamente la capacidad del material para resistir tensiones de tracción. Un modelo simplemente frágil a tracción (o "no-tracción") suele producir importantes dificultades de orden puramente numérico, por lo que las propuestas realmente aplicables suelen basarse en tratamientos algo más elaborados. Cae en esta categoría el método SISV propuesto por D'Asdia y otros [6], basado en el uso de una malla de elementos finitos triangulares. En él, la forma de los elementos finitos se modifica automáticamente después de cada iteración para eliminar la parte del material previamente sometida a tracción. Sin embargo, los antepechos o dinteles se suponen siempre infinitamente rígidos.

El uso, para la obra de fábrica, de formulaciones inicialmente planteadas para el hormigón, basadas en el tratamiento distribuido de la fisuración (*smeared cracked approach*) constituye un recurso frecuentemente empleado que tiene sus precedentes en los trabajos de Rots [7] y Anthoine [8]. Tales modelos, sin embargo, hallan una importante limitación en el inadecuado tratamiento de la cinemática de las juntas o fisuras abiertas y de los fenómenos de reblandecimiento en rotura (softening) a compresión y tracción. Ello produce una pérdida de objetividad puesto que los resultados tienden a depender fuertemente del tamaño de la malla de elementos finitos utilizada.

Se tiende modernamente a utilizar otras aproximaciones, igualmente basadas en la mecánica del medio continuo –como la teoría del daño– que, gracias a su mayor coherencia teórica, permiten superar el mencionado problema de pérdida de objetividad. Oñate y otros [9], así como Cervera y otros [10] han propuesto sendos modelos de elementos finitos con ecuaciones constitutivas de daño continuo para estructuras de hormigón o de obra de fábrica. Estos modelos han sido utilizados con éxito en diversas ocasiones para el estudio de edificios y construcciones antiguas de obra de fábrica. Se tratará de ellos con más detalle a propósito de las aplicaciones reales que se presentan posteriormente. Existen asimismo alternativas (como la formulación propuesta por Lourenço y otros [11]) basadas en la teoría de la plasticidad.

(5) Micromodelización

La micromodelización consiste en reproducir el comportamiento global de un material compuesto mediante una discretización geométrica detallada, basada en el método de los elementos finitos, e incorporando las leyes constitutivas no lineales de cada uno de los materiales componentes y de sus juntas o vínculos. En general la aplicación de micromodelos a materiales compuestos como la obra de fábrica o la microestructura del hormigón requiere un enorme esfuerzo de cálculo debido a la necesidad de emplear discretizaciones muy densas junto a estrategias de análisis sofisticadas para resolver los sistemas de ecuaciones no lineales resultantes. Por ello, en el caso de la obra de fábrica su aplicación queda restringida, en general, al estudio de paneles individuales o muros con un muy reducido número de aperturas y al de los efectos locales sobre muros debido, por ejemplo, a cargas concentradas.

La posibilidad de basar el análisis de muros de obra fábrica en la elaboración de micromodelos en los que cada material componente queda reconocido mediante su propia ecuación constitutiva ha sido ampliamente estudiada y utilizada por diversos investigadores (como Page [12], Chiostrini y Vignoli, [13], entre otros, y más recientemente Lourenço y Rots [14]). Lourenço ha presentado asimismo alternativas basadas en la transferencia del comportamiento deformacional y no lineal a elementos de junta específicamente formulados al efecto, habiendo obtenido dentro de sus estudios resultados de gran interés.

El modelo de fisuración discreta basado en la formulación de elementos de junta debido a Carol y López [15], inicialmente planteado para el análisis de la microestructura del hormigón, se ha revelado asimismo útil para el estudio de la obra de fábrica a nivel de micromodelo. De este modelo se tratará con más detalle a propósito de las aplicaciones que se presentan posteriormente.

3. APLICACIÓN – ANÀLISIS DE SISTEMAS RETICULARES EQUIVALENTES

3.1 Técnica utilizada

Las técnicas ensayadas por los autores para el análisis de muros de carga bajo acciones horizontales incluyen tres métodos respectivamente clasificables dentro de las categorías del análisis global mediante técnicas matriciales (análisis de muros mediante sistemas reticulares equivalentes), la macromodelización y la micromodelización. En los siguientes apartados se presentan los métodos adoptados dentro de cada una de tales categorías así como algunos ejemplos prácticos de su utilización.

En relación al análisis de muros mediante sistemas reticulares equivalentes, se ha adoptado un método basado en la combinación de los siguientes dispositivos:

1) Una formulación básica presentada para el análisis de construcciones de tipo esquelético, es decir, formadas por sistemas espaciales de elementos lineales rectos o curvos. A este efecto se ha adoptado una técnica basada en una extensión del cálculo matricial convencional para estructuras reticulares espaciales al caso de estructuras formadas por barras curvas y de sección variable –llamada en adelante Formulación Matricial Generalizada (FMG)– y en su combinación con ecuaciones constitutivas no lineales. Esta técnica ha sido ya anterior-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

mente presentada a propósito de su uso para el análisis de arcos (Molins y Roca [16]). La formulación básica, debida a Marí [17] ha sido complementada con los algoritmos necesarios para el planteamiento de un problema de análisis no lineal por la geometría y el material relativo a estructuras de obra de fábrica.

2) Una técnica para la descripción de paredes portantes como un sistema equivalente de elementos lineales. Para ello existe una aproximación debida a Kwan [4] que a nuestro juicio resuelve el problema con suficiente rigor.

3) Un modelo constitutivo para la simulación del comportamiento mecánico y resistente de la obra de fábrica de ladrillo y piedra bajo estados biaxiales de tensiones. Se ha optado por un modelo más bien simple que supone un comportamiento elastoplástico en estados combinados de compresión y cortante, así como frágil perfecto a tracción. La resistencia a cortante se infiere, en función de la tensión normal aplicada, a partir de una ley de Mohr-Coulomb.

3.2 Ejemplos

Al efecto de ilustrar el método de análisis anteriormente descrito se presentan los estudios realizados en tres edificios distintos, para los cuales se disponen de resultados de referencia.

El primer caso es el de un modelo experimental de edificio, ensayado en ZMRK (Instituto de Investigación sobre Materiales y Estructuras) de Lubiana, en Eslovenia (Tomazevic, [18]). El modelo, construido a escala 1:5, fue diseñado para que representara un típica construcción residencial, con dos pisos de altura y dos crujías en planta limitadas por las paredes de fachada y una única pared interior. El edificio de referencia tiene 2,8 m de altura entre pisos, intereje de 5,5 m en cada crujía y paredes de 280 mm de espesor, siendo construido con forjados de hormigón armado. A partir de los datos documentados sobre la resistencia del mortero y del ladrillo, y utilizando las fórmulas proporcionadas por el Eurocódigo n. 6, se ha estimado una resistencia media a compresión, para la fábrica de ladrillo, de 8MPa. La finalidad del ensayo consistió en caracterizar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Ello se llevó a cabo mediante la aplicación de carga cíclica horizontal, hasta producir rotura, mediante un sistema de actuadores dinámicos. Se dispone asimismo de una estimación analítica de la carga horizontal resistida, obtenida por los autores mediante un método propio para análisis límite.

El segundo caso corresponde a un edificio real ensayado por investigadores de la Universidad de Edimburgo en Escocia (Sinha y otros [19]). Se dispone de resultados experimentales relativos al ensayo hasta rotura del edificio real, así como también para un modelo construido a escala 1:6 y ensayado, igualmente hasta rotura, en laboratorio. Sobre ambas estructuras se aplicaron cargas horizontales crecientes, adecuadamente distribuidas para representar la acción del viento, hasta producir rotura. Como en el caso anterior, fue preciso establecer una estimación de la resistencia a compresión media de la fábrica a partir de las propiedades de los materiales componentes, resultando, nuevamente por aplicación del Eurocódigo n. 6, de 10 MPa.

El tercer caso corresponde a una fachada portante previamente analizada por D'Asdia y otros [6] con el fin de validar el método de análisis propuesto por estos autores, ya mencionado en el apartado 2. El estudio de D'Asdia consistió en el análisis de la estructura bajo un sistema de cargas horizontales estáticamente equivalentes a un cierto sismo de referencia, definido por la normativa sismoresistente italiana. El análisis mediante FMG ha sido reproducido aplicando el mismo esquema de cargas estáticas equivalentes. El valor de la resistencia media de la fábrica, proporcionado en este caso por los autores, es de 3 MPa.

Las Figuras 1 a 3 incluyen una representación de los modelos numéricos elaborados para el análisis de los tres casos considerados, junto a los correspondientes diagramas tensionales obtenidos en condiciones próximas al colapso. En tales diagramas puede discernirse la esperable formación de rótulas plásticas en ciertos puntos de la estructura (como combinación de fisuración profunda y plastificación en la zona comprimida), junto a la formación de bielas diagonales entre las mismas. En propiedad, el método de análisis utilizado no puede, por construcción, generar auténticas rótulas susceptibles de experimentar giros finitos; sin embargo, y debido a la fuerte flexibilización experimentada, las secciones en las que se concentra la mayor parte del daño actúan virtualmente como rótulas y dan lugar a la simulación de colapsos por generación de mecanismos dúctiles.

En la Tabla 1 se realiza una comparación entre los valores relativos a cargas de rotura obtenidos experimentalmente y numéricamente mediante el método que se presenta. El nivel de aproximación obtenido puede considerarse satisfactorio, habida cuenta de las diversas incertidumbres existentes en relación a las propiedades mecánicas reales de las fábricas. La significativa subestimación de la carga horizontal de rotura que resulta en algún caso puede tener su origen en la utilización de un valor de resistencia a tracción significativamente más bajo que el real. En el estudio que se presenta, ésta ha sido en general estimada como un 8% de la resistencia a compresión (a su vez estimada a partir de las propiedades del ladrillo y del mortero utilizados). El escrito de Antonio [20] refiere mayor información acerca de los resultados obtenidos en el análisis de estos ejemplos.

4. APLICACIÓN – MACROMODELIZACIÓN

4.1 Técnica empleada

El tratamiento de daño como fenómeno continuo o distribuido tiene como ventaja su fácil combinación con el método de los elementos finitos y, en particular, con versiones de éste bien adaptadas a la descripción de geometrías curvas. En particular, un tratamiento continuo del daño puede ser incorporado con cierta facilidad en una formulación para elementos finitos isoparamétricos de lámina o de sólido tridimensional

En los modelos continuos de daño la fisuración se trata como un efecto local cuyo progreso con el aumento de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

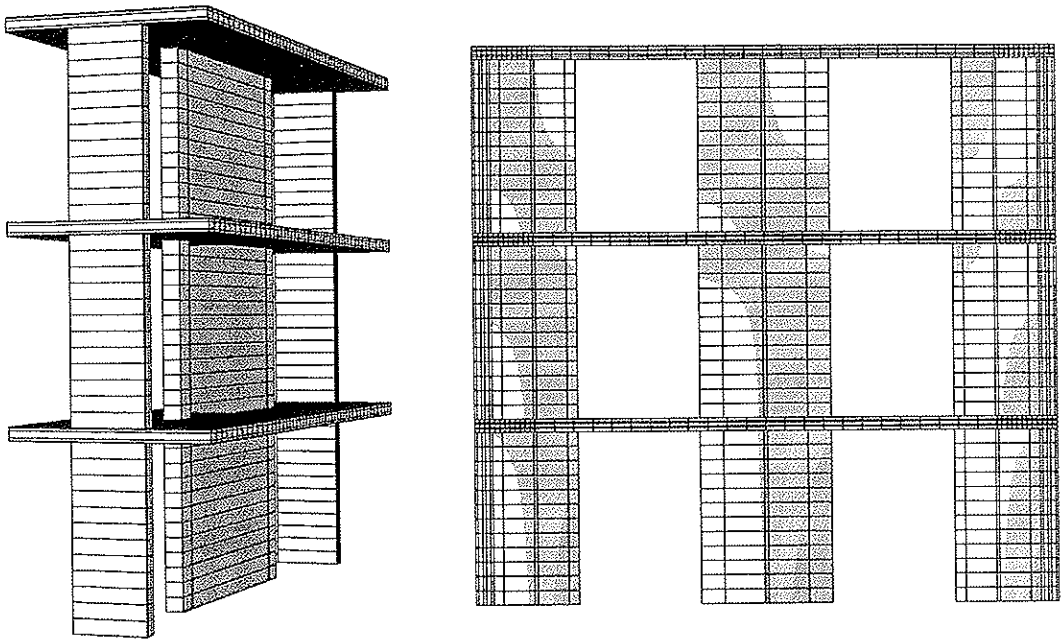


Figura 1. Modelo numérico elaborado para el análisis mediante FMG del modelo experimental de edificio ensayado por el ZEMK de Lubiana y distribución de tensiones normales obtenida en situación próxima a rotura, para carga horizontal aplicada en el lado izquierdo (blanco indica fisuración, negro indica plastificación del material a compresión; la escala de grises corresponde a valores intermedios de las tensiones de compresión).

Tabla 1. Comparación entre los valores de carga total de rotura obtenida por diversos autores, experimental o analíticamente, y la predicción numérica proporcionada por el método de análisis no lineal basado en FMG.

Carga horizontal de rotura	EU-Edimburgo Edificio real	UE-Edimburgo Modelo (1:6)	ZRMK-Eslovenia Modelo 1:5	D'Asdia y otros Análisis
Valor de referencia	516 kN	12,5 kN	18,5 kN (experimental) 17,1 kN (analítico)	188 kN
Análisis mediante FMG	405 kN	11 kN	16 kN	188 kN

carga aplicada queda determinado a partir de parámetros conocidos del material y por una o más funciones que controlan su evolución. El "daño" que afecta al material se reconoce mediante un parámetro que varía entre 0 (material intacto) y 1 (material totalmente agotado). Como extrapolación, es posible definir parámetros de daño asociados a un elemento estructural o bien a una estructura global, ocurriendo igualmente su colapso para un valor 1. Un modelo de este tipo puede incorporar todos los aspectos importantes que deben considerarse en un análisis no lineal de estructuras de hormigón en masa o de fábrica, incluyendo el comportamiento a compresión y tracción, o la degradación de la rigidez ante efectos de tipo mecánico o físico-químico-biológico.

En la Universidad Politécnica de Cataluña existe un equipo de investigadores dedicados a la formulación de modelos de este tipo. Dos de tales modelos han sido específicamente utilizados para el estudio de algunas construcciones antiguas de obra de fábrica de sillería. Éstos son, en primer lugar, un modelo propuesto por Oñate y otros [9] y otro modelo alternativo, más sofisticado, propuesto por Cervera y otros [10].

En el caso de la obra de fábrica, cabe mencionar que tales modelos no integran, en su actual formulación, los efectos derivados del carácter compuesto del material, como en particular la anisotropía producida por la ordenación del aparejo en hiladas. Tampoco quedan recogidos efectos directamente relacionados con el deslizamiento de bloques a lo largo de juntas, lo cual requiere utilizar un micromodelo como el que se presenta en el apartado 5.

4.2 Ejemplo

Esta técnica de análisis ha sido utilizada, en nuestro caso, para el estudio de construcciones de carácter histórico que, por su complejidad geométrica, difícilmente admiten un estudio aproximado basado métodos más simples como el presentado en el apartado 3. Así, por ejemplo, el estudio de la estructura de una catedral gótica plantea la necesidad de modelizar un elemento bidimensional y curvo tal como una bóveda de crucería. Ello requiere, en principio, una técnica más específicamente orientada al estudio de estructuras de tipo laminar o volumétrico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

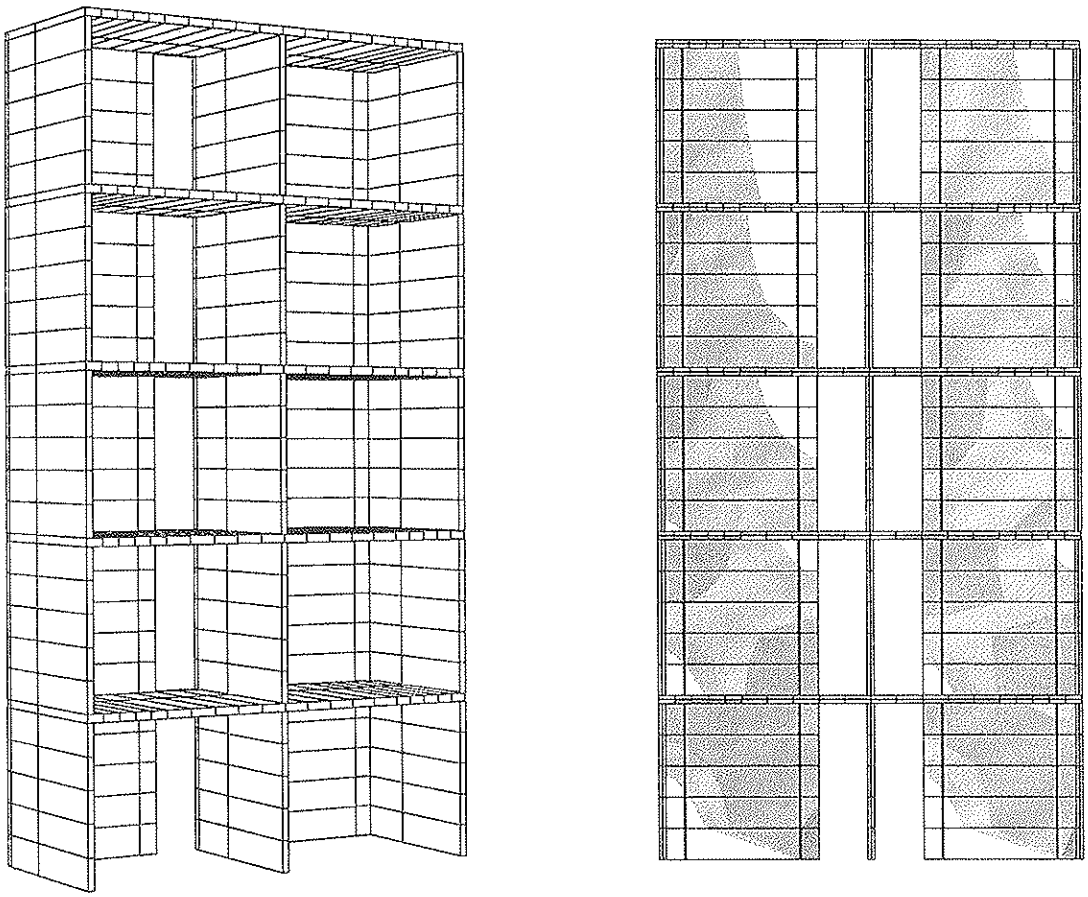


Figura 2. Modelo numérico elaborado para el análisis mediante FMG del edificio ensayado por la Universidad de Edimburgo y distribución de tensiones normales obtenida en situación próxima a rotura, para carga horizontal aplicada en el lado izquierdo (blanco indica fisuración y negro indica plastificación del material a compresión; la escala de grises corresponde a valores intermedios de las tensiones de compresión).

Por ello, y ante el deseo de estudiar una construcción de este tipo, se decidió llevar a cabo un análisis a nivel de macromodelo utilizando las formulaciones anteriormente mencionadas. El uso de tales modelos para el estudio de una construcción antigua tiene un precedente en el análisis de las cúpulas de la Basílica de San Marcos, en Venecia, efectuado por Oñate y otros [9].

El acceso a tales técnicas permitió llevar a cabo el estudio de la estructura de la nave de una catedral gótica a partir de

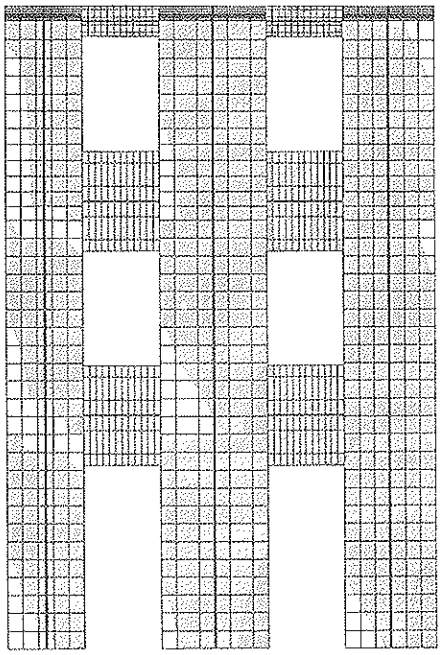


Figura 3. Estado del material y distribución de tensiones normales en condición próxima a la rotura obtenidos mediante FMG en el edificio analizado previamente por D'Asdia y otros (1992), para carga horizontal aplicada en el lado izquierdo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

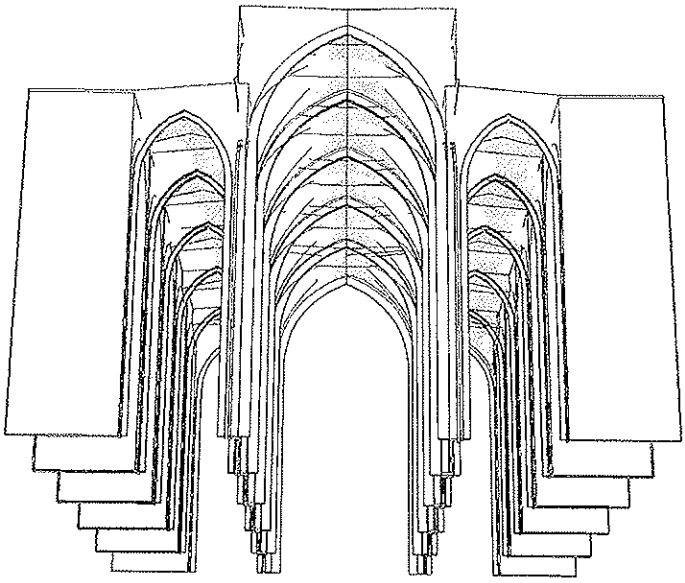


Figura 4. Idealización de la estructura de la nave de la Catedral de Barcelona.

la modelización total o parcial (según la simetría del esquema de cargas actuante) de una crujía o pórtico tipo compuesto por las bóvedas de la naves principal y colaterales, los pilares y los correspondientes contrafuertes (Figuras 4 y 5). Se analizó la estabilidad de la estructura ante carga gravitatoria (creciente hasta peso propio y más allá), ante fuerzas horizontales producidas por un terremoto y ante asentamientos diferenciales.

El resultado fundamental de este tipo de modelo reside en la simulación de la generación y extensión del daño con el aumento de la carga o del efecto actuante, hasta, en el extremo, la producción de un fallo estructural. La Figura 5 ilustra tal progresión en el caso de carga gravitatoria creciente. Este estudio, relativo a la estructura de la Catedral de Barcelona, puede hallarse descrito con más detalle en Pellegrini y otros [21] y en Roca y Molins [22].

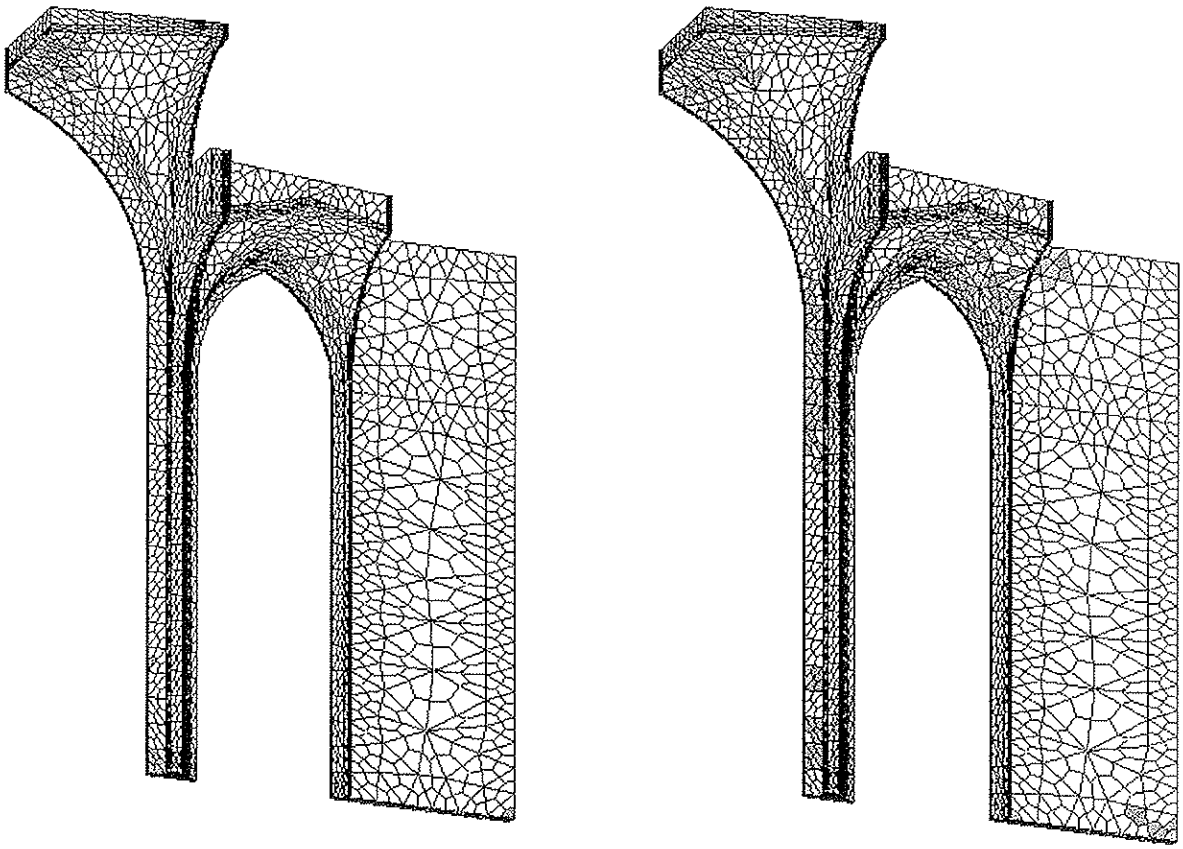


Figura 5. Modelo de elementos finitos elaborado para el estudio mediante el modelo de daño continuo de Oñate y otros. Se representa en escala de grises la distribución del parámetro de daño (entre 0, blanco, y 1, negro) para peso propio (izquierda) y para la carga de rotura (derecha).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Cabe notar que el intento de abordar el análisis de esta construcción como estructura reticular equivalente, efectuado a pesar de las limitaciones anteriormente comentadas y con el fin de obtener una primera aproximación, dio lugar a resultados que pueden considerarse aceptables y que coinciden sensiblemente con los obtenidos mediante los modelos de daño [22]).

5. APLICACIÓN – MICROMODELIZACIÓN

5.1 Técnica empleada

En el contexto de la micromodelización, se ha ensayado la utilización de un modelo de análisis para la simulación de la fisuración en materiales cuasi-frágiles, debido a Carol y López [15].

El modelo parte de la formulación de un elemento de junta que simula el comportamiento de una junta natural o de una fisura a partir de conceptos de la mecánica de fractura. El comportamiento de las juntas o fisuras se formula en función de las tensiones y de los desplazamientos normales y tangenciales en el plano medio de éstas.

El inicio de la fisuración en estados de tracción, cortante o compresión-cortante se controla mediante una superficie de fractura definida en el espacio de las componentes de tensión. La superficie de fractura utilizada tiene forma hiperbólica en el plano de las tensiones normales y tangenciales (s_N,s_T), resultando asintótica, para tensiones de compresión cortante elevadas, a una clásica envolvente de Mohr-Coulomb. El modelo requiere la definición de dos parámetros de tipo energético: la energía de fractura G_f^I en Modo I, correspondiente al deslizamiento simple bajo tensiones de compresión moderadas, y la energía de fractura en el modo asintótico G_f^{lia} asociado a tensiones de compresión elevadas.

El modelo incluye asimismo la definición de un potencial plástico (no coincidente con la superficie de fractura) para la determinación de las componentes plásticas del movimiento de la fisura o junta, así como unos criterio de reblandecimiento (*softening)* para caracterizar la evolución de ciertos parámetros (como la cohesión). El potencial plástico se define de manera que incluya los efectos de dilatancia asociados con la abertura y el deslizamiento de juntas o fisuras.

5.2 Ejemplo

El modelo de Carol y López ha sido utilizado para la simulación del comportamiento de un conjunto de muros construidos con bloques de piedra arenisca, a junta seca, ensayados hasta rotura en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña (Figuras 6 y 7). Los muros, de 1.0 m de ancho y un 1.0 m de alto, se formaron mediante la superposición de 10 hiladas de bloques de 20x20x10 cm. Los ensayos se efectuaron proporcionando distintas cargas verticales de valor constante y en segundo lugar aplicando una carga horizontal (mediante la viga de hormigón

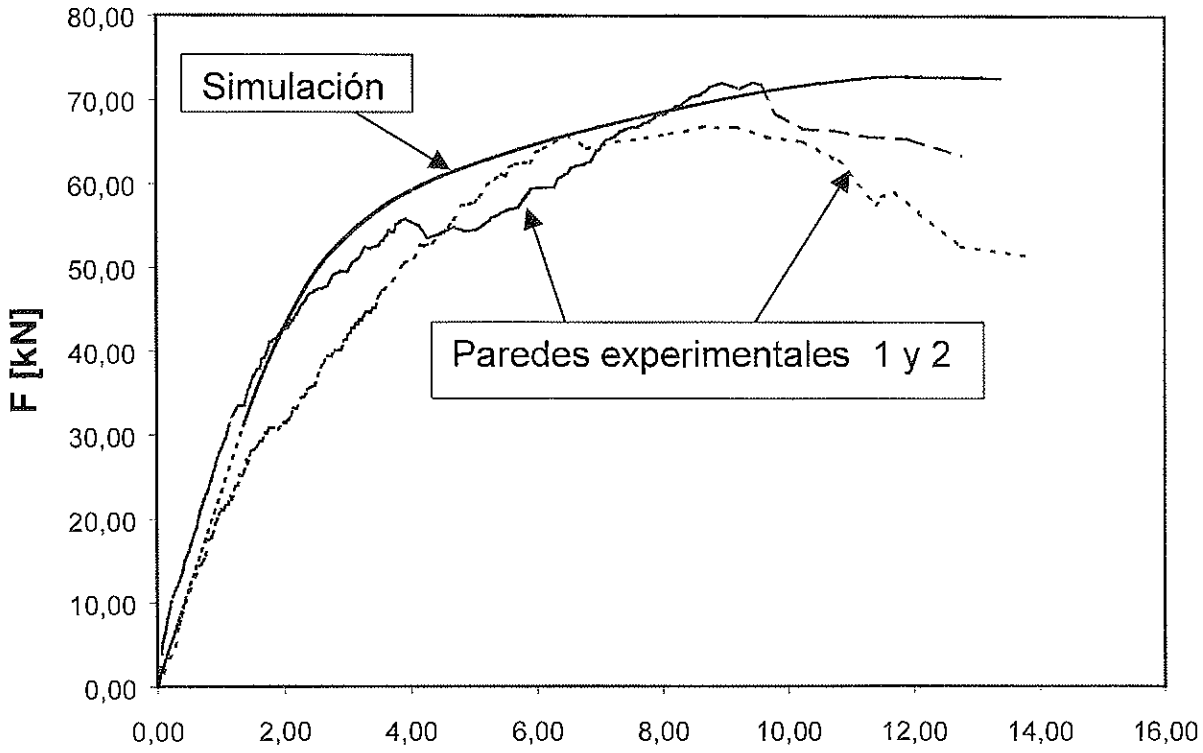


Figura 6. Relación entre la carga horizontal aplicada y el máximo desplazamiento horizontal correspondiente a dos modelos experimentales semejantes (trazo discontinuo) y obtenida mediante la simulación (trazo continuo). En el caso del muro representado, la carga vertical se mantiene constante e igual a 200 kN durante todo el proceso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

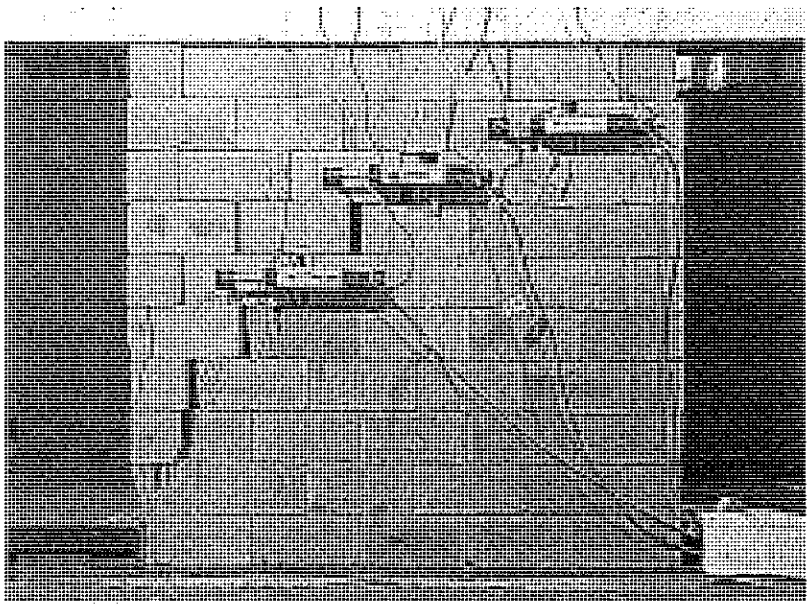


Figura 7. Ejemplo de muro de bloques de piedra a junta seca ensayado en laboratorio.

construida en la coronación de los muros) creciente hasta la producción del fallo. El principal objetivo de estos ensayos residió en la provisión de experimentos de referencia que pudieran utilizarse para la calibración o comprobación de micromodelos aplicables a la obra de fábrica. El caso de la sillería a junta seca constituye un caso extremo y a su vez un significativo desafío para los métodos de análisis de este tipo.

Al utilizar este modelo, los bloques de piedra han sido tratados mediante una ecuación constitutiva ideada para el hormigón. Es preciso hacer notar que las propiedades elásticas de las juntas fueron ajustadas en base a los resultados experimentales obtenidos para los muros al no disponerse, por el momento, de datos experimentales al respecto. La posible fisuración transversal de los bloques fue simulada mediante la introducción de juntas verticales adicionales.

La Figura 8 muestra la evolución del modelo numérico de uno de los muros con el aumento de la carga horizontal hasta la formación de un mecanismo de rotura. Cabe notar que la predicción obtenida para las cargas de rotura fue en general muy satisfactoria, observándose además su escasa sensibilidad ante la variación de distintos parámetros de difícil determinación (como la dilatancia o las constantes elásticas de las juntas). Sin embargo, la correcta simulación de la cinemática exhibida por el muro a lo largo del proceso de carga y, en particular, del mecanismo de rotura desarrollado por el mismo, plantea importantes dificultades y requiere de un mayor esfuerzo en la calibración del modelo.

En los escritos de Popa y Tutoveanu [23] y de García [24] puede hallarse más información sobre la campaña experimental referida y los análisis efectuados.

6. CONCLUSIONES

El análisis de los edificios construidos a base de paredes de carga de obra de fábrica plantea importantes dificultades relacionadas con la intrínseca complejidad material y geométrica de tales construcciones. Gran parte de tales dificultades provienen de la naturaleza frágil y compuesta de la obra de fábrica; en particular, el carácter frágil del material limita la validez de las aproximaciones simples basadas en la elasticidad lineal, especialmente en la representación de las condiciones de rotura. Por ello, el análisis de tales construcciones debe basarse en la explotación de modelos equipados con ecuaciones constitutivas adecuadas para este tipo de material.

A pesar de que existen hoy en día herramientas potentes para el análisis, tales como algunas aplicaciones del método de los elementos finitos, susceptibles de tratar simultáneamente con estructuras complejas y efectos no lineales debidos a los materiales, su aplicación al análisis de edificios completos compuestos de paredes de carga permanece restringida por las gran necesidad de recursos de cálculo intensivo requeridos. Así, algunos de los modelos más sofisticados disponibles, como los micromodelos, han sido en la práctica únicamente aplicados al estudio de paños de pared elementales o, como mucho, fachadas relativamente sencillas.

Junto a ello, existe la posibilidad de utilizar técnicas de carácter ingenieril –como el análisis mediante sistemas equivalentes de barras– que, con una exigencia muy inferior de recursos de cálculo, permiten obtener resultados suficientemente precisos. Ello requiere, en cualquier caso, un tratamiento preciso de la geometría y de la compatibilidad entre los elementos estructurales (especialmente entre paredes y dinteles), así como la utilización un modelo constitutivo que recoja los aspectos fundamentales del comportamiento de la obra de fábrica (en especial, su casi nula resistencia a tracción).

Agradecimientos

Parte de los trabajos que se describen en el presente escrito han sido realizados dentro del proyecto de investigación

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

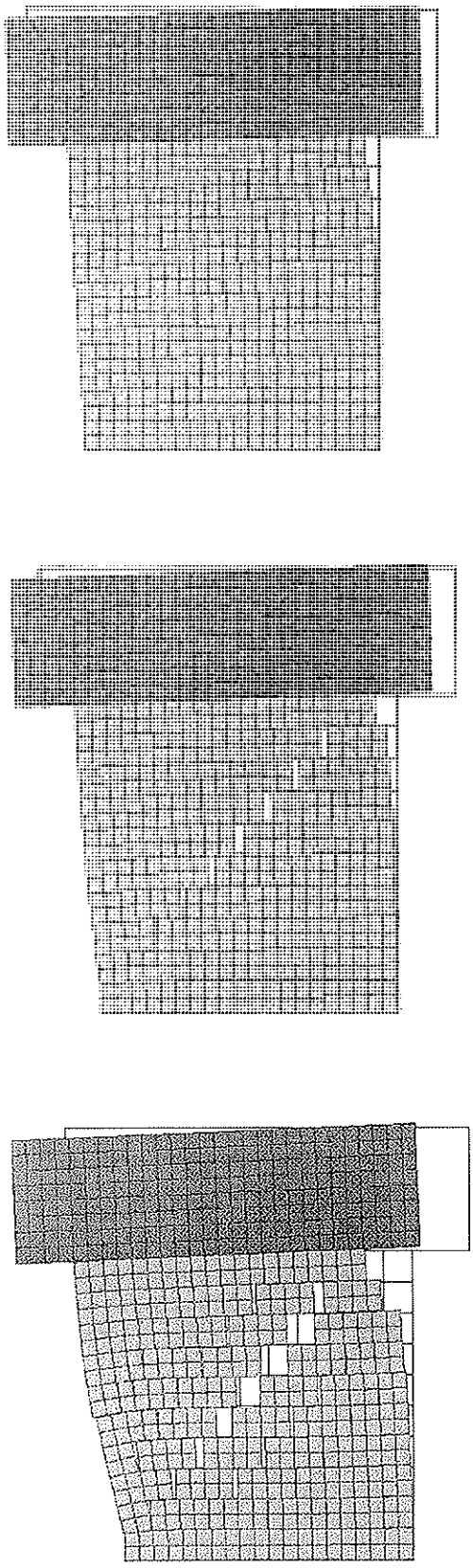


Figura 8. Simulación del movimiento de los bloques del muro con el aumento de la carga horizontal aplicada.

PB98-0917 "Evaluación resistente y refuerzo de edificios construidos en estructura portante de paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo y piedra", financiado por la Dirección General de Enseñanza Superior e Investigación Científica del Ministerio de Educación y Cultura

REFERENCIAS

[1] Yépez, F., Barbat, A. H., Canas, J. A. *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona, 1994.

[2] Righetti, G. "Calcolo di strutture in muratura in zona sismica (2ª parte)." Construire in Laterizio, Agosto, 22-28, 1986.

[3] Karantoni, F. V., Fardis, M. N. "Effectiveness of seismic strengthening techniques for masonry buildings." J. Struct. Engrg. ASCE, 118 (7), 1884-1902, 1992.

[4] Kwan, A.K.H. "Analysis of Coupled Wall/Frame Structures by Frame Method with Shear Deformation Allowed.", Proc. Instn Civ, Engrs., 91, 273-297, 1991.

[5] Molins, C., Roca, P. "Incorporación del efecto de difusión de fuerzas de membrana en el método del emparrillado". Hormigón y Acero, 195, 9-20, 1994.

[6] D'Asdia, P., Palombini, F., Viskovic, A. *Un modello di setto inclinato a sezione variabile per l'analisi delle pareri murarie*. Dip. Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza", 1992.

[7] Rots J. G. "Numerical simulation of cracking in structural masonry", Heron, 36 (2), 1991.

[8] Anthoine, A. *In plane behaviour of masonry: a literature review*. Comission of the European Communities, Industrial processes, Luxemburgo, 1992.

[9] Oñate, E., Hanganu, A., Barbat, A., Oller, S., Vitaliani, R., Saetta, A. "Structural analysis and durability assesment of historical constructions using a Finite Element Damage Model", *Structural Analysis of Historical Constructions*, CIMNE, Barcelona, 1997.

[10] Cervera, M., Oliver, J., Prato, T. "A thermo-chemo-mechanical model for the hydratation and aging of concrete". *Computational Modelling of Concrete Structures*, Balkema, Rotterdam, 1998.

[11] Lourenço, P. B., Rots, J. G., Blaauwendraad, J. "Continuum model for masonry: Parameter Estimation and Validation." J. Struct. Engrg., ASCE, 1(6), 642-652, 1998.

[12] Page, A.W. "Finite Element Model for Masonry", Journal of the Structural Division ASCE, 104, (ST 8), 1267-1285, 1978.

[13] Chiostrini, S., Vignoli, A. "Application of a Numerical Method to the Study of Masonry Panels with Various Geometry under Seismic Loads", *Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings*, Computational Mechanics Publications, Southampton, 1989.

[14] Lourenço, P. B., Rots J. G. "A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures." J. Engrg. Mech., ASCE, 123 (7), 660-668, 1997.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

[15] Carol, I., López, C. "Failure Analysis of Quasi-Brittle Materials Using Interface Elements". *Mechanics of quasi-brittle materials and structures*. Hermes Science Publications, Paris, 1999.

[16] Molins, C., Roca P. "Capacity of masonry arches and spatial frames" J. Struct. Engrg., ASCE, 1(6), 653-663, 1998.

[17] Marí, A.R. *Un método general para el análisis de vigas curvas y estructuras espaciales*. Universitat Politècnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Barcelona, 1985.

[18] Tomazevic, M. "Indagini sperimentali per l'analisi ed il progetto di strutture in materiali resistenti alle azioni sismiche", Construire in laterizio, Año 7, n. 39, 1994.

[19] Sinha, B. P., Maurenbrecher, H. P., Hendry (1971). "Mode and full-scale tests on a five storey cross wall structure under lateral loading". A. W. Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, Reino Unido, 1971.

[20] Antonio, T. "Anàlisi resistent de parets de càrrega davant d'accions horitzontals". ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2000.

[21] Pellegrini, L., Cervera, M., Roca, P. "Análisis de la Catedral de Barcelona mediante un modelo de daño". Métodos Numéricos en Ingeniería. (libro y CD-Rom). Sociedad Española de Métodos Numéricos en Ingeniería (SEMNI), Barcelona, 1999.

[22] Roca, P., Molins, C. "Análisis de construcciones de obra de fábrica mediante técnicas computacionales". Monografía CIMNE n. 53, CIMNE, Barcelona, 2000.

[23] Popa, A., Tutoveanu B. Characterisation of the mechanical properties of brick and stone block masonry load bearing walls". Universitatea Technica de Constructii, Bucaresti –Universitat Politécnica de Catalunya, Barcelona, 1999.

[24] García, F. "Simulació del comportament mecànic de parets de fábrica mitjançant micromodelització". ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2000.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El postesado en la edificación

Post-tensioning in building

José Antonio Llombart

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA. Madrid

RESUMEN

El artículo describe las características fundamentales de los forjados postesados y se establecen comparaciones con soluciones convencionales de hormigón armado.

La técnica del postesado no adherente ha sido hasta el momento poco común en España, habiéndose utilizado en contadas ocasiones. Se citan algunos de los edificios más representativos construidos en España y se acompaña, a título de referencia la descripción de algunos de los edificios construidos en otros países durante los últimos años.

SUMMARY

The article describes the basic characteristics of post-tensioned slabs and compares them with conventional reinforced concrete solutions.

The post-tensioning technique with unbonded tendons has not beeen very common in Spain until now, and has been used only rarely. Some of the most representative buildings constructed in Spain are mentioned and, by way of reference, some of the buildings constructed in other countries in the past few year are described.

1. INTRODUCCION

A partir del momento de su aparición, la técnica del hormigón pretensado tuvo una gran difusión por todo el mundo, destacándose su aplicación en la ingeniería civil y fundamentalmente, en la construcción de puentes.

Una de las consecuencias del desarrollo del hormigón pretensado ha sido la notable evolución en el diseño de formas de los puentes, en los que se han aplicado nuevas técnicas constructivas que han aumentado las posibilidades para salvar vanos de grandes luces, acortando los tiempos de ejecución y proporcionando una serie de ventajas relativas a la durabilidad, seguridad y economía. En definitiva, podríamos afirmar que la evolución del aspecto de los puentes de hormigón construidos en los últimos decenios ha sido motivada e impulsada por el desarrollo del pretensado.

En la edificación el proceso ha sido diferente, debido sin duda a que la estructura resistente queda integrada en un conjunto constituido por elementos de diversa naturaleza y por tanto, sus formas suelen ser consecuentes con los criterios derivados del diseño global. En el proyecto de un puente, por el contrario, las formas de la estructura adquieren importancia, hasta tal punto que, cuando se trata de disponer vanos de gran luz, el puente queda identificado con la propia estructura, exenta prácticamente de elementos accesorios.

La aplicación del hormigón pretensado, si bien no ha influido significativamente en el aspecto exterior de los edificios construidos en los últimos años, sin embargo ha aportado un incremento en la disponibilidad de recursos en fase de diseño, que se manifiestan en la facilidad para la creación de espacios diáfanos y reducción del espesor de los elementos estructurales, ventajas constructivas relativas a la rapidez de ejecución y

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

mejoras en la calidad derivada del control de la fisuración del hormigón y limitación de la flexibilidad de los forjados.

2. EL POSTESADO EN LA EDIFICACION. VIGAS Y LOSAS DE FORJADO

En la técnica del hormigón pretensado existen dos formas distintas de introducir la tensión en la armadura activa, que previamente conviene definir para utilizar apropiadamente la terminología que se emplea en la práctica:

– *Pretensado por adherencia.* La armadura activa, con trazado recto, se tesa *previamente* al proceso de hormigonado y fraguado. Una vez endurecido el hormigón, deja de mantenerse la fuerza aplicada, que se transfiere a la masa íntegramente por rozamiento entre acero y hormigón. Se aplica en prefabricación, tanto para viguetas de forjado, como para vigas de puente.

– *Postesado.* La armadura activa se aloja en el interior de vainas, que quedan envueltas por el hormigón. El tesado se realiza *posteriormente* al endurecimiento del hormigón, quedando la armadura activa anclada en los extremos de la pieza constituida. El trazado de la armadura activa es curvo y se ajusta a las necesidades estructurales en cada caso. El campo de aplicación del postesado es mucho mayor que el del pretensado por adherencia, pudiéndose utilizar en elementos estructurales hormigonados "in situ".

En el presente artículo vamos a tratar únicamente del postesado, cuyas aplicaciones en edificación han sido múltiples hasta el momento, permitiendo construir en ocasiones grandes elementos portantes con un grado de esbeltez y capacidad de carga difícilmente alcanzables mediante piezas de hormigón armado.

A título de ejemplo cabe citar, en primer lugar, la estructura del BBV en el Paseo de la Castellana, de Madrid (Figuras 1 y 2). La superestructura de hormigón está constituida por dos núcleos elevados, que soportan conjuntamente seis plataformas rígidas postesadas, situadas a distintas alturas, en las que apoyan respectivas estructuras metálicas de 5 plantas cada una.

La remodelación de la Estación de Ferrocarril Príncipe Pío, de Madrid (Figura 3), es otro ejemplo de aplicación del postesado para construcción de grandes vigas portantes con dimensiones y características propias de una obra civil.

Figura 1. Edificio del BBV en el Paseo de la Castellana (Madrid). Arquitecto: F.J. Sáenz de Oiza. Proyecto estructural: C. Fernández Casado, J. Manterola y L. Fernández Troyano.

3. LOSAS DE FORJADO POSTESADAS. VENTAJAS FUNDAMENTALES EN RELACIÓN CON LOS FORJADOS SIMPLEMENTE ARMADOS

3.1. Limitación de la flexibilidad de los forjados

Los requisitos funcionales plasmados en los proyectos de Arquitectura, junto con la necesidad de máximo aprovechamiento en los espacios disponibles para la construcción de edificios exigen, cada vez más, reducir el espesor de los forjados y evitar la disposición de vigas descolgadas. En el caso de los forjados de hormigón armado, la consideración de la seguridad estructural no es suficiente para determinar el espesor óptimo, ya que la limitación de la flexibilidad suele representar el aspecto crítico que condiciona, en la mayor parte de las ocasiones, la magnitud del espesor de la estructura que constituyen los entrepisos.

Las cargas permanentes debidas a la acción conjunta del peso propio más la carga muerta de solados, rellenos y tabiques producen un incremento gradual de la flecha instantánea, debida a la fluencia, de tal forma que la deformación total, incluida la adicional diferida, resulta ser del orden de 3,5 veces la instantánea en climas secos y 2,5 veces en climas húmedos.

En los forjados de edificación, normalmente el valor de las cargas permanentes (peso propio más carga muerta) suele ser superior al de las sobrecargas de uso. Por tal motivo, la consideración del valor previsto de la flecha total (instantánea más diferida) debida a la carga permanente, suele ser fundamental para la adecuada determinación del espesor de los forjados de hormigón armado, al objeto del cumplimiento de Normas. Se evita, además, el riesgo de patología que se manifiesta en

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

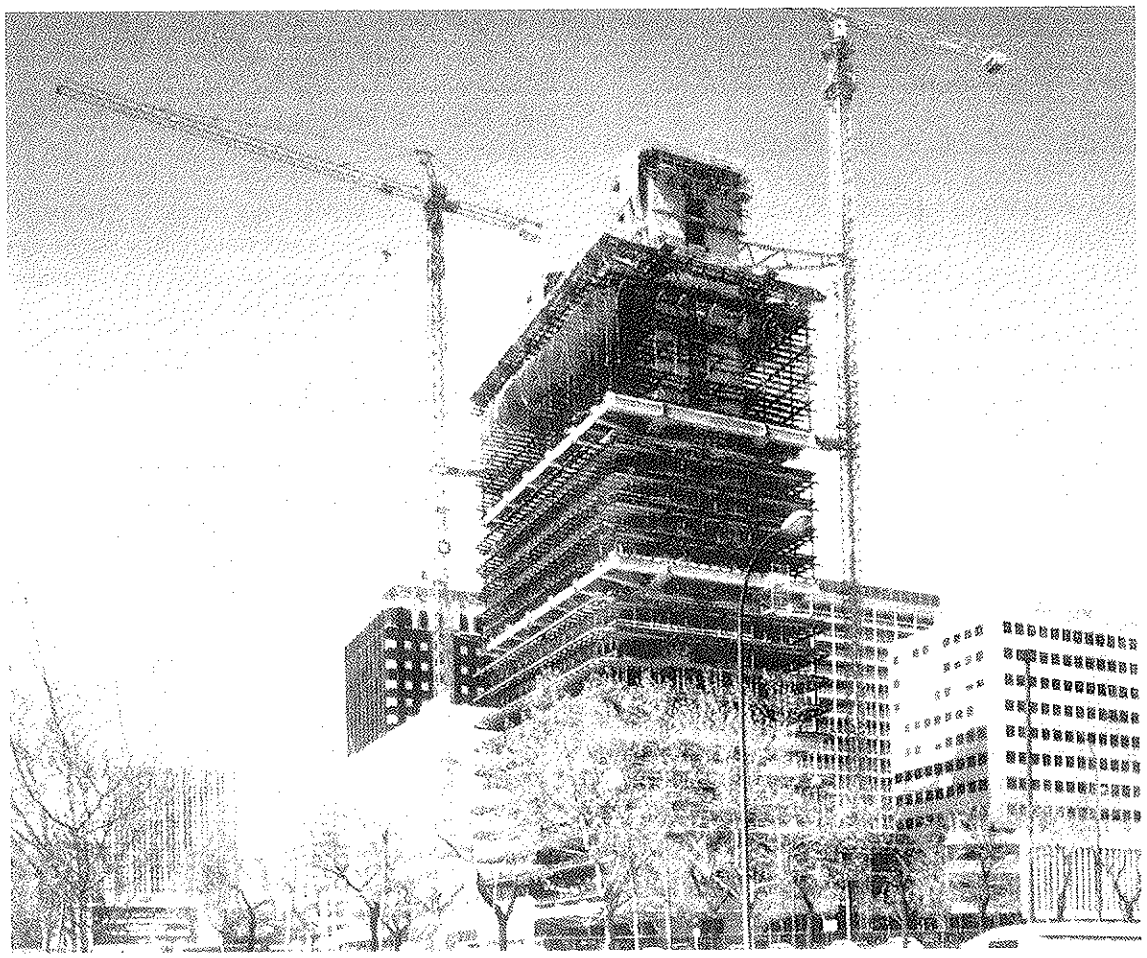


Figura 2. Edificio del BBV en el Paseo de la Castellana (Madrid), en construcción. Pueden verse las plataformas de hormigón postesado, que sirven de apoyo para las estructuras metálicas de las plantas superiores.

Figura 3. Estructura de hormigón postesado en la Estación de Ferrocarril Príncipe Pío, de Madrid. Proyecto estructural: Carlos Fernández Casado, S.L.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

forma de grietas en la tabiquería, que pueden producirse durante los años siguientes a la entrada en servicio de edificios con forjados dotados de un cierto grado de esbeltez.

En los forjados postesados, el comportamiento estructural es diferente. La existencia de unas fuerzas de desviación en sentido ascendente constituye uno de los motivos fundamentales por los que la flecha vertical, debida a la acción del peso propio, puede controlarse, e incluso llegar a eliminarse.

El trazado curvo de los tendones de postesado origina unas fuerzas de desviación que actúan en sentido opuesto al de las cargas verticales de peso propio (Figura 4), de tal forma que el efecto queda notablemente disminuido y en la práctica pueden incluso neutralizarse, a efectos de la consideración de la flecha resultante en el centro de los vanos. Debido a la disminución de la flecha instantánea producida por las cargas permanentes, se reduce consecuentemente la flecha vertical diferida motivada por la fluencia, que puede quedar totalmente anulada, mediante un adecuado dimensionamiento de la fuerza de postesado.

En las piezas de hormigón armado, la determinación de la flexibilidad y por tanto, el cálculo de la deflexión en el centro de los vanos debe hacerse teniendo en cuenta necesariamente la circunstancia de la fisuración como pieza flectada. La fisuración reduce notablemente la rigidez, cuyo valor depende de la valoración de la inercia fisurada, mucho menor que la que se deduciría geométricamente a partir de la sección bruta. La magnitud de la flecha previsible, en cualquier caso, sólo puede estimarse de una forma aproximada debido a la incertidumbre existente en el alcance real de las zonas en que existe fisuración, especialmente si se trata de piezas de una cierta complejidad estructural.

Esta problemática, propia de los forjados de hormigón armado, no suele presentarse en el caso de forjados postesados, debido al efecto favorable producido por la compresión adicional originada por las fuerzas aplicadas en los anclajes extremos de la pieza, que tienden a disminuir los estados de fisuración, aumentando la rigidez.

En resumen, un forjado postesado, sea cual fuere el espesor, puede proyectarse de forma que, bajo la acción de las cargas permanentes, la flecha instantánea y la diferida estén perfectamente controladas y puedan llegar a anularse, si se desea. Unicamente deberá valorarse la flecha adicional debida a las sobrecargas que, en cualquier caso, será mucho menor que la que resultaría en un forjado de hormigón armado de idénticas dimensiones exteriores.

Por tal motivo, la consideración de la flexibilidad no suele resultar crítica en los proyectos de edificios con forjados postesados, y de ahí una de las ventajas funcionales de mayor importancia.

3.2. Posibilidades de diseño

En los forjados de edificación se ha extendido el uso del postesado mediante tendones no adherentes que ofrecen magníficos recursos de diseño, debido a las reducidas dimensiones transversales de los conductos adecuados para alojar un solo cordón y permiten además una sencilla puesta en obra.

Frente a las soluciones de hormigón armado, el postesado no adherente aporta ventajas que suelen hacerse patentes cuando se trata de conseguir grandes espacios diáfanos, soportar fuertes sobrecargas de uso y conseguir al mismo tiempo reducidos espesores de forjados, que pueden optimizarse mediante la disposición de capiteles o ábacos en la coronación de pilares. Las limitaciones en el diseño suelen corresponder normalmente a motivos económicos o requisitos derivados de resistencia estructural, pudiéndose disponer en los casos normales y sin grandes problemas, relaciones de espesor/luz comprendidas entre1/30 y 1/40.

Las posibilidades aportadas por la tecnología del postesado no adherente aplicadas a la edificación exigen, al mismo tiempo, una cuidadosa puesta a punto de los sistemas de diseño y análisis estructural, especialmente cuando se trata de edificios con disposiciones de pilares poco moduladas, peculiaridades motivadas por los huecos de instalaciones, escaleras, etc.; todo ello de gran importancia para trazar adecuadamente los tendones y por tanto las fuerzas de desviación, que deben estar dimensionadas y ajustadas de acuerdo con las características geométricas del forjado.

El postesado no adherente está constituido por tendones de un solo cordón engrasado y envuelto por vaina de polietileno,

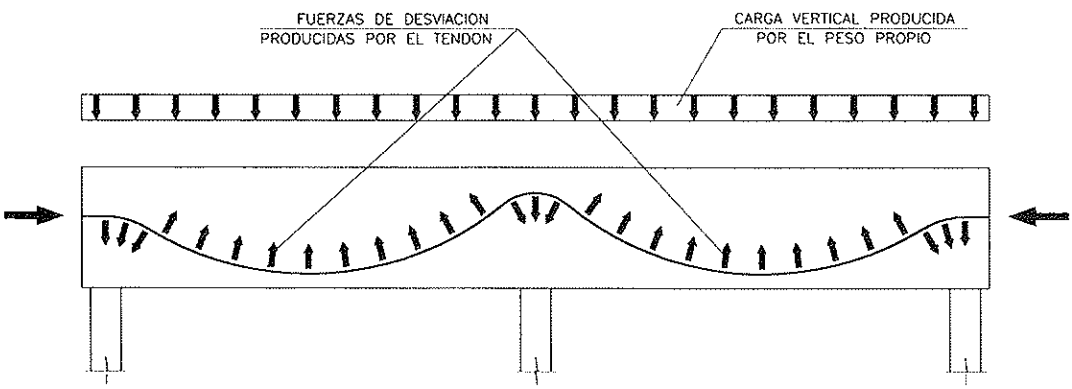


Figura 4. Esquema de fuerzas existentes en una estructura postesada de dos vanos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

cuyo reducido diámetro está apropiado para el proyecto de piezas de escaso espesor y por ello, su uso resulta idóneo en obras de edificación. El postesado adherente formado por vainas en cuyo interior existen varios cordones, tiene su principal aplicación en estructuras de mayores dimensiones transversales, tales como los tableros de puente, si bien se utiliza ocasionalmente en forjados de edificación con unidades formadas por vaina oval. Un ejemplo español es el Centro Comercial Avda. de las Provincias en Fuenlabrada (Madrid), (Figura 5).

3.3. Construcción

En lo referente a la construcción, los forjados postesados aportan una notable ventaja en lo relativo a la rapidez de puesta en obra. El descimbrado de las losas, consecuencia del tesado de tendones, puede realizarse a muy temprana edad del hormigón, por lo cual, el avance de la obra no está tan condicionado como en los forjados de hormigón armado.

4. CONSIDERACIONES SOBRE EL PROYECTO Y APLICACIÓN DEL POSTESADO EN LA EDIFICACION

La utilización del postesado en la construcción de forjados de edificación ha permitido la realización de proyectos de edificios de una cierta envergadura con las ventajas apuntadas anteriormente y ello ha sido el motivo del desarrollo que este sistema ha tenido en muchos países.

Pueden ser representativos los siguientes datos extraídos de una reciente publicación del **PTI** americano (Post-Tensioning Institute): En el año 1999, la cantidad total de acero utilizado en cordones de postesado en EE UU y Canadá ha sido de 128.403 toneladas, distribuidas de la forma expresada en la Tabla 1.

La cantidad de acero de postesado en edificación, durante el pasado año 1999 ha sido superior al doble de la que se ha consumido en puentes, lo cual indica el gran desarrollo existente en América del Norte.

Uno de los motivos de la aceptación y desarrollo del postesado en el proyecto de edificios de importancia en diversos países, ha sido el rendimiento económico, que puede deducirse a partir de los datos porcentuales comparativos entre las losas de forjado simplemente armadas y las losas postesadas, según se expresa en la Figura 6, publicada durante el último Congreso de la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte), celebrado en Amsterdam en el año 1997.

Las ventajas económicas del empleo del postesado resultan evidentes, cuando se trata de disponer vanos relativamente grandes en edificios, que superan el rango de los forjados de hormigón unidireccionales, o bidireccionales con soluciones reticulares, de uso habitual en España. Dado que el costo unitario de los forjados guarda relación con la magnitud de las

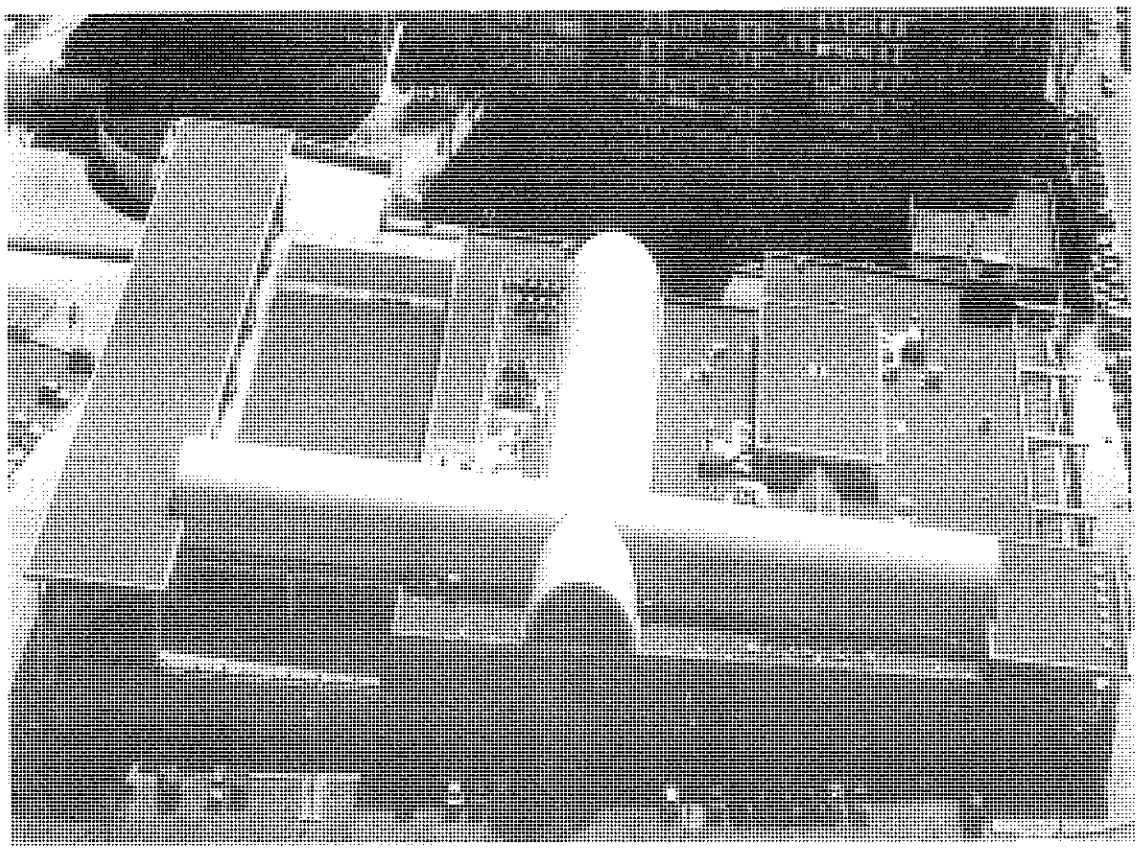


Figura 5. Centro Comercial Avda. de las Provincias en Fuenlabrada (Madrid).
Arquitectos: J.M. García del Peral, A. Marín Delgado y V. Martínez Vidal.
Proyecto estructural: FHECOR Ingenieros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 1. Datos de consumo de acero en cordones de postesado en EE UU y Canadá durante el año 1999, según información del PTI (Post-Tensioning Institute)

Sector de consumo	Toneladas de acero en cordones de postesado	%
Losas para firmes	56 306	44
Edificación	40 721	32
Puentes	19 739	15
Anclajes al terreno	8 256	6
Otros	3 381	3
TOTAL	128 403	100

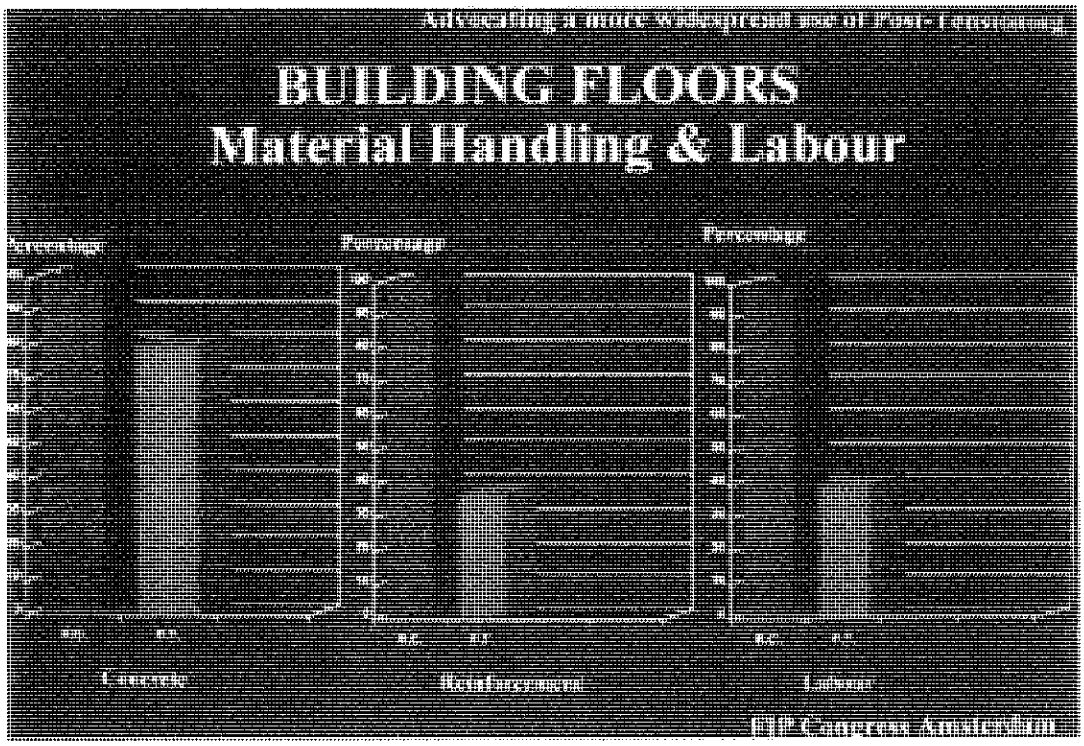


Figura 6. Comparación económica entre elementos constitutivos de losas de hormigón armado y hormigón postesado. (R.C. = Hormigón armado, P.T. = Hormigón postesado).

luces, cabe estudiar, en fase de proyectos de edificios de cierta importancia, cuál es la luz más conveniente para cada caso. La diafanidad en el interior de los edificios y la disminución del espesor de los forjados aporta un valor añadido que suele compensar sobradamente el sobrecosto de construcción que implica el aumento de luces en edificios importantes situados en las grandes ciudades, por lo que la aplicación del postesado proporciona idóneas condiciones para su realización.

En cuanto al valor global de un edificio, la fracción correspondiente al coste de la estructura tiene una importancia relativa, según se indica en la Figura 7.

El costo de las losas de piso representa únicamente el 13% del total, por lo que puede deducirse fácilmente que, en general, carece de interés aquilatar la magnitud de las luces de forjados, únicamente por motivos económicos.

5. EL POSTESADO EN LA EDIFICACIÓN, EN ESPAÑA

Hasta el momento, el postesado en edificación en España ha sido aplicado en contadas ocasiones y la causa carece de explicación aparente, debido en primer lugar, a los satisfactorios resultados que pueden deducirse de los edificios construidos con forjados postesados en nuestro país y por otra parte, por la existencia de Proyectistas y Constructores, cuya capacidad en el dominio de la técnica del hormigón pretensa-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

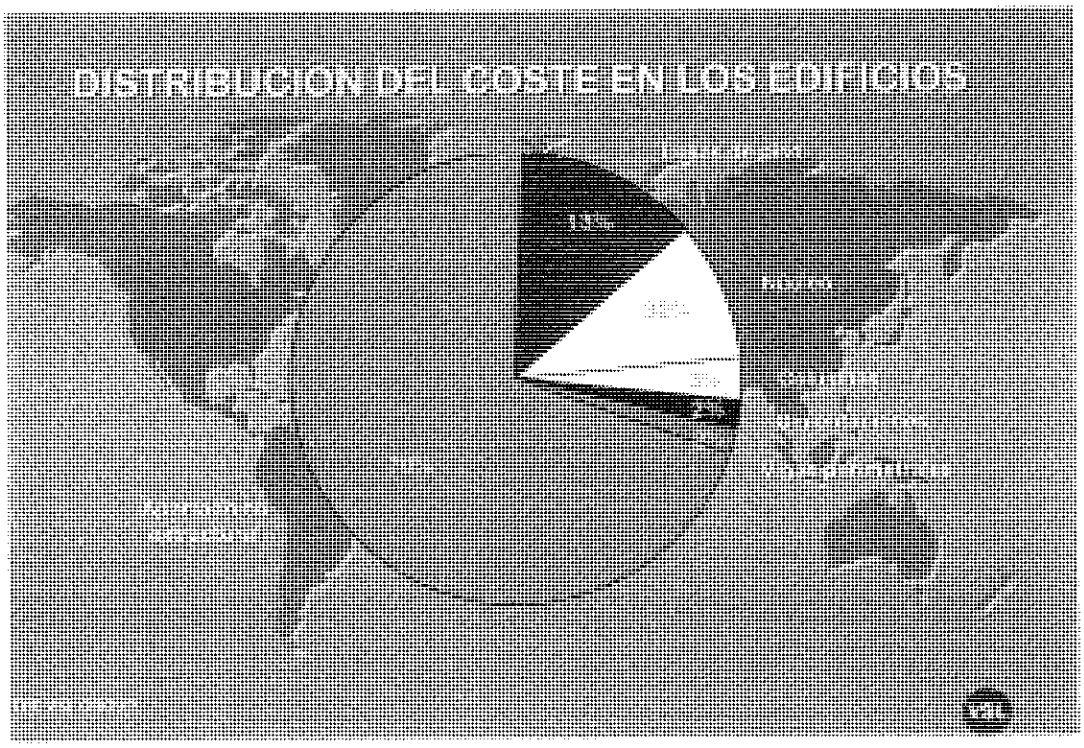


Figura 7. (Información facilitada por cortesía de VSL)

do ha estado sobradamente demostrada a lo largo de la experiencia desarrollada en los últimos años en obra civil y especialmente, en puentes, cuyas recientes realizaciones llevadas a cabo en España constituyen una referencia internacional.

Vamos a citar, algunas de las obras de edificación más importantes construidas en España, en que se ha utilizado el postesado con tendones no adherentes, con la indicación de las características más notables:

Edificio Mirasierra, Madrid (1988) (Figura 8). La construcción de este edificio supone una de las primeras aplicaciones en la utilización de la técnica de losas postesadas con tendones no adherentes en España. La luz característica de los forjados es de 9,60 metros y el espesor de la losa maciza, de 0,25 metros.

La disposición de un forjado de ligero espesor permitió el desarrollo de un proyecto de Arquitectura en el que se ganó una

Figura 8. Edificio Mirasierra (Madrid).
Arquitecto: J.M. García Peral.
Proyecto estructural: J.L. Bellod y J. Rui-Wamba (ESTEYCO, S.A.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

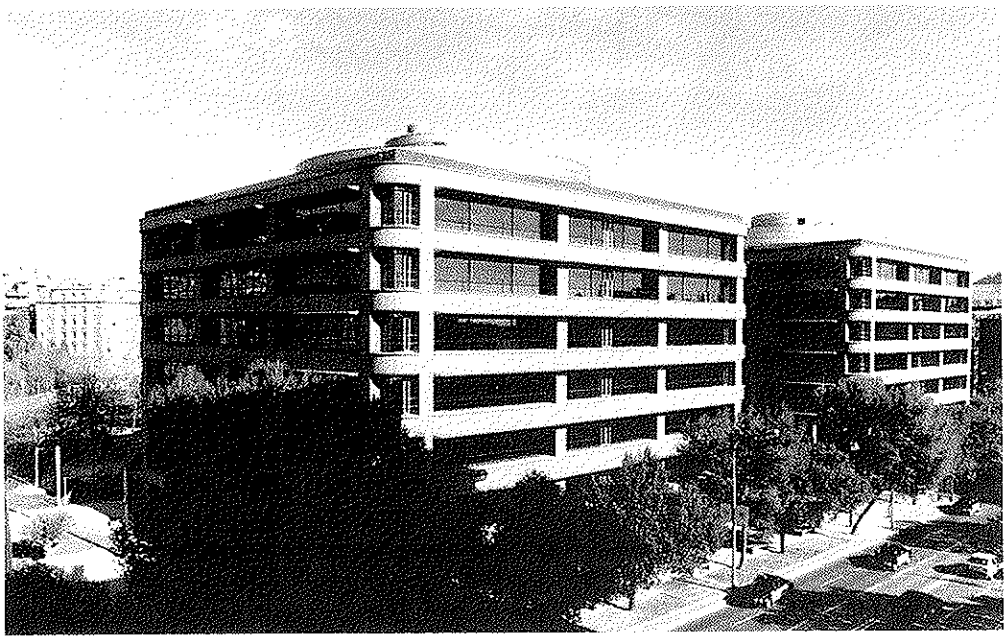


Figura 9. Edificio Mapfre - Vía Augusta (Barcelona)
Arquitectos: E. León, I. Ortiz (Estudio PV13).
Proyecto estructural: J.A. Llombart y J. Revoltós (EIPSA).

planta, manteniendo las limitaciones de las Ordenanzas Municipales, en relación con lo que hubiese resultado en caso de haberse construido con forjados reticulares de hormigón armado.

Edificio Mapfre - Vía Augusta, Barcelona (1993) (Figura 9). Los vanos de máxima luz (13,35 x 12, 45 metros, comprendidos entre ejes de pilares), se encuentran en las zonas del edificio más próximas a las fachadas. La losa de forjado es aligerada y su espesor, 0,40 m.

Sobrecargas de uso: 700 kg/m^2 en planta baja, 400 kg/m^2 en plantas de oficinas y 1000 kg/m^2 en gran parte de la planta de cubierta. Existencia de cargas muertas en el borde exterior de los forjados, debidas al peso propio de las fachadas constituidas por elementos prefabricados.

La construcción de la superestructura se realizó a un ritmo de 2800 m^2 de forjado completo cada nueve días naturales, incluyendo pilares intermedios.

Sede de la Oficina de Armonización del Mercado Interior (O.A.M.I.), en Alicante (1996) (Figura 10). El módulo principal tiene luces de 15,00 x 7,20 metros y están resueltas mediante un forjado bidireccional de casetones recuperables. El postesado, formado por tendones no adherentes, se ha dispuesto en la dirección de mayor longitud.

El edificio está ubicado en una zona de sismicidad importante, con un valor de aceleración básica de 0,13g, lo que ha implicado la disposición de un sistema estructural destinado a absorber los esfuerzos derivados de la acción sísmica.

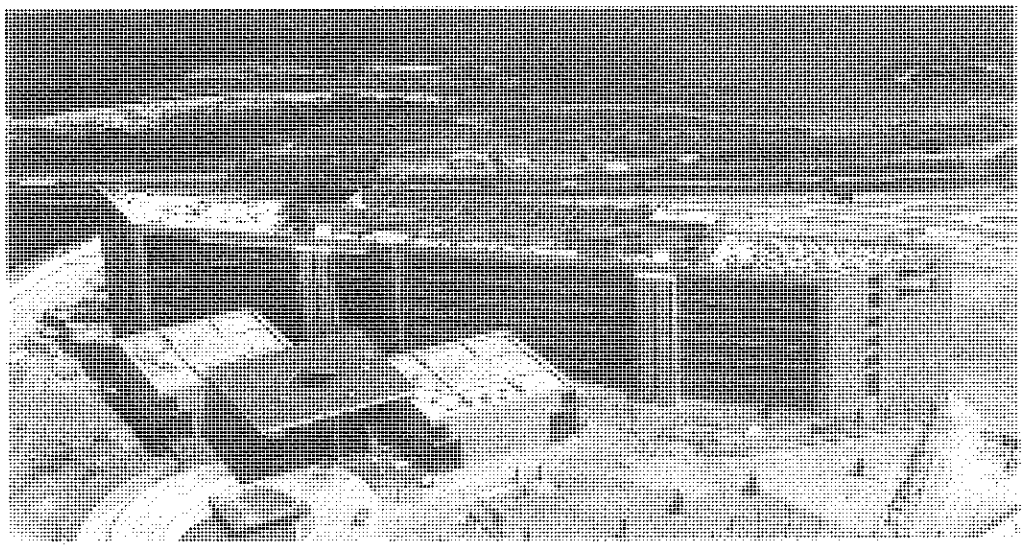


Figura 10. Sede de la Oficina de Armonización del Mercado Interior (O.A.M.I.), Alicante.
Arquitecto: A. Escario Martínez.
Proyecto estructural: FHECOR Ingenieros y Servicios Técnicos de DRAGADOS.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Edificio "El Triángulo". Plaza Cataluña, Barcelona (1997) (Figura. 11).- Edificio destinado a Centro Comercial. Existen 3 plantas postesadas, con luces 8,00 x 8,00. El espesor de la losa de forjado es 0,25 m.

6. EL POSTESADO EN LA EDIFICACIÓN. EJEMPLOS INTERNACIONALES

La técnica del postesado aplicado a la edificación se ha extendido ampliamente por numerosos países de todo el mundo. A título de ejemplo se citan solamente algunas de las últimas realizaciones, cuyas imágenes muestran la gran diversidad de formas y dimensiones de edificios en los que ha resultado ventajosa la aplicación del postesado.

EE UU. El postesado ha tenido un gran desarrollo en la construcción de aparcamientos para vehículos (Figura 12) y obras varias de edificios para oficinas, hospitales y hoteles (Fig. 13).

México. La Torre Dataflux, en Monterrey (Figura 14) (Año 2000), es un edificio cuyos forjados son de hormigón postesado

Figura 11. Edificio "El Triángulo". Plaza Cataluña, Barcelona.
Arquitecto: C. Sirisi & Asociados.
Proyecto estructural: Servicios Técnicos de DRAGADOS.

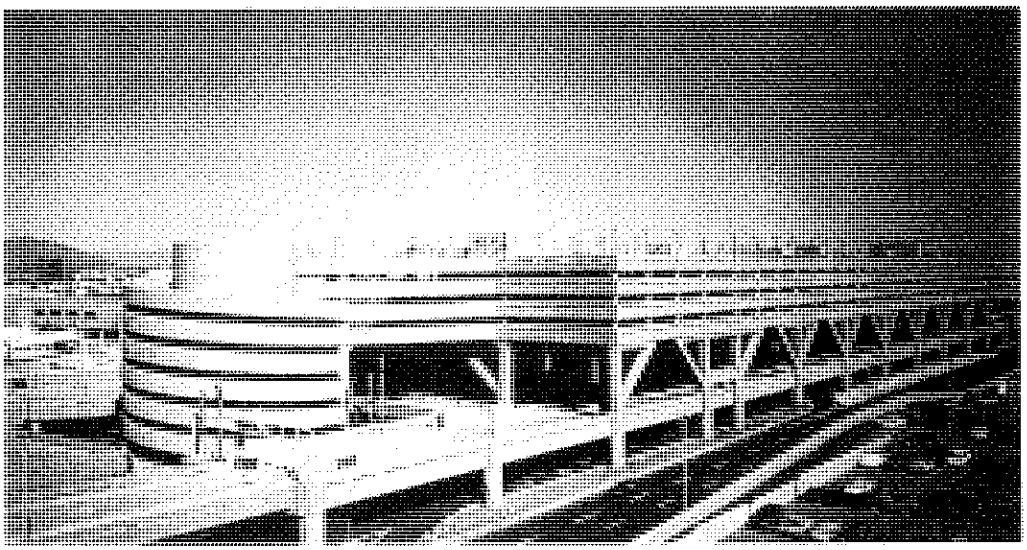


Figura 12. Edificio para Parking (EE UU).
(Imagen facilitada por cortesía de VSL)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

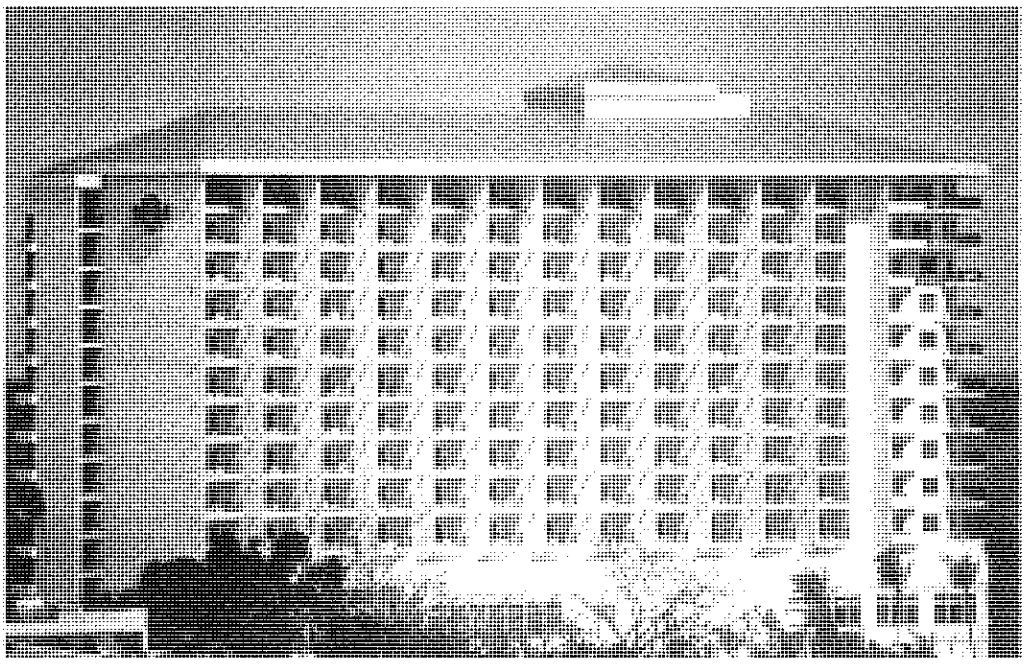


Figura 13. Edificio Hotel Hilton. Isla de Guam.
(Imagen facilitada por cortesía de VSL).

con tendones no adherentes y están suspendidos de unas estructuras metálicas mediante tirantes homogeneizados, cuya armadura activa está formada por una asociación de tendones no adherentes y cordones adherentes envueltos por el hormigón.

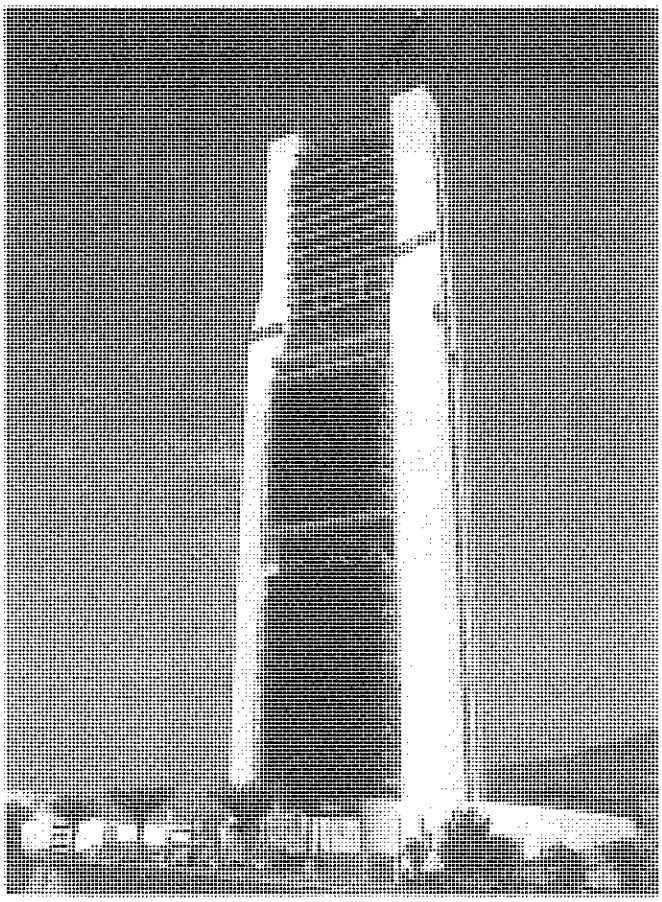


Figura 14. Torre Dataflux, Monterrey (México).
Arquitecto: A. Landa.
Proyecto estructural: P. Cortina (POSTENSA, México D.F.)
y J.A. Llombart (EIPSA, Madrid).

El Edificio Acapulco Princess (Figura 15) pertenece a un emblemático complejo hotelero, situado en la ciudad de Acapulco.

Brasil. El Rio Sul Centro, en Rio de Janeiro (Figura. 16) es un edificio de 40 plantas, destinadas a oficinas. El uso de postesado ha permitido disponer losas de forjado de reducido espesor (0,35 m. en la parte central y 0,30 m en las esquinas), optimizando el espacio útil en el interior.

Chile. Edificio de la Compañía Telefónica (CTC), en Santiago de Chile (Figura 17). Tiene 32 plantas y en el momento de su construcción (Año 1996) ha sido el más alto de la ciudad.

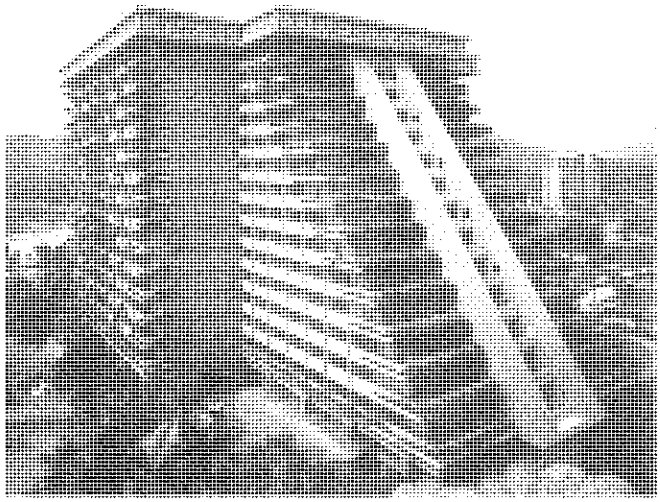


Figura 15. Edificio Hotel Acapulco Princess. Acapulco (México).
Proyecto estructural: P. Cortina (POSTENSA, México D.F.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

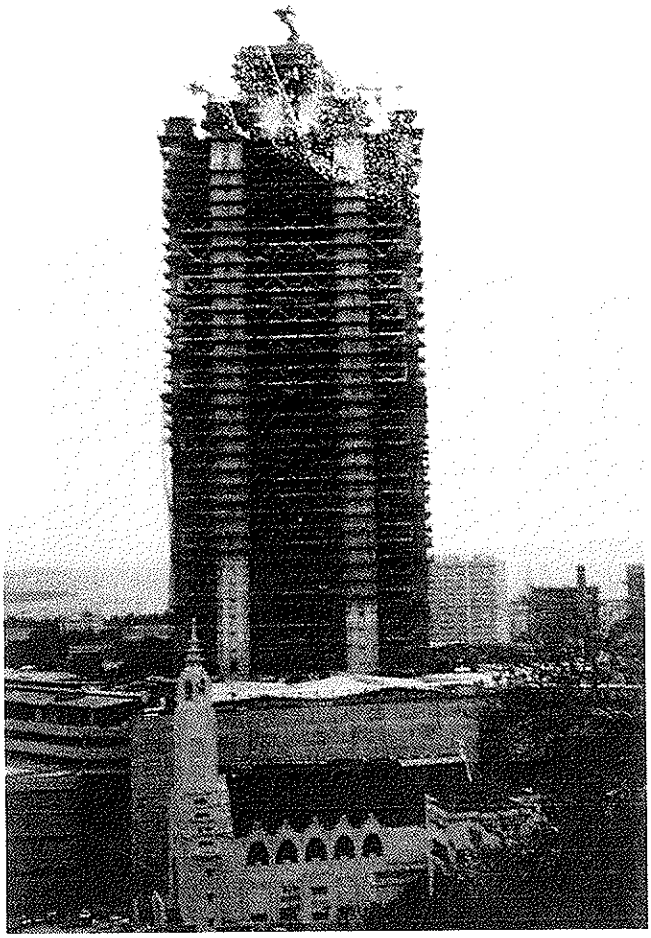


Figura 16. Edificio Río Sul Centro. Río de Janeiro (Brasil).
(Imagen facilitada por cortesía de VSL).

Figura 17. Edif. de la Compañía Telefónica (CTC), Santiago de Chile.
Arquitectos: Flano, Núñez & Tuca.
proyecto estructural: Lagos, Contreras & Asoc.

Suiza. Edificio para aparcamiento en Saas-Fee (Figura 18). Las cualidades proporcionadas por el postesado con tendones no adherentes se han considerado idóneas para resolver la estructura del edificio situado en una zona turística de los Alpes suizos, a 1800 m de altura sobre el nivel del mar y sometido a unas duras condiciones climáticas.

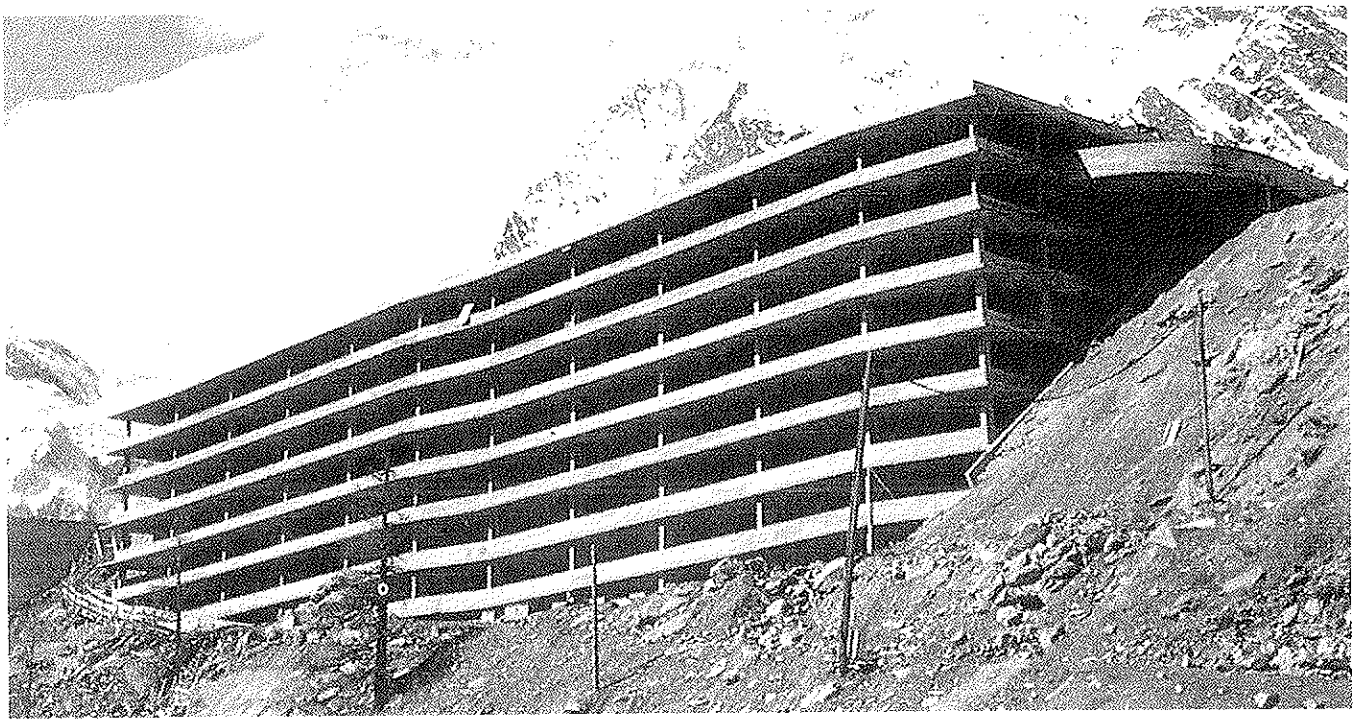


Figura 18. Edificio para aparcamiento en Saas-Fee (Suiza).
(Imagen facilitada por cortesía de VSL).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Hong Kong. Las necesidades de máximo aprovechamiento del espacio útil en el interior de los edificios han motivado el empleo del postesado en numerosos edificios de grandes dimensiones, construidos en Hong Kong, con forjados de reducido espesor. Entre ellos, citamos los siguientes:

Robinson Place (Figura 19) (Año 1993). Conjunto de dos edificios para viviendas, de 47 plantas, cada uno.

Sandwich Class Housing (Figura 20) (Año 1996). Conjunto de 3 bloques de 43 plantas, cada uno.

Stelux Building (Figura 21) (Año 1997). Edificio para oficinas, de 22 plantas. Los entrepisos están formados por losas postesadas de 0,18 m de espesor con 8 m de luz en una dirección, soportadas en dirección perpendicular por vigas postesadas de 13 m. de luz y 1,20 m de canto, también postesadas.

Figura 19. Robinson Place (Hong Kong).
Arquitecto: Ng Chun Man & Associates.
Proyecto estructural: Ng Chun Man & Associates.

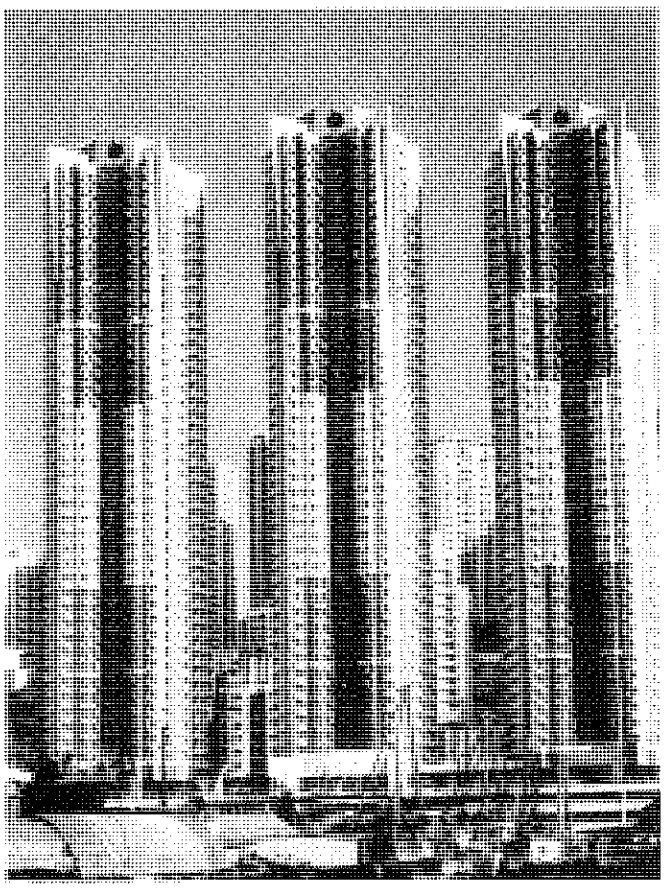


Figura 20. Sandwich Class Housing (Hong Kong).
Arquitecto: CYS & Associates Ltd.
Proyecto estructural: Joseph Chow & Partners Ltd.

Figura 21. Stelux Building (Hong Kong).
Arquitecto: Nation Fender Architects Ltd.
Proyecto estructural: Maunsell Consultants Ltd.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Figura 22. Woodlands Industrial park (Singapur).
(Imagen facilitada por cortesía de VSL).

Singapur: Woodlands Industrial Park (Año 1996) (Figura 22). Edificio para industrias electrónicas, cuyos forjados ocupan 90.000 m^2 . Construido en el tiempo "record" de 8 meses.

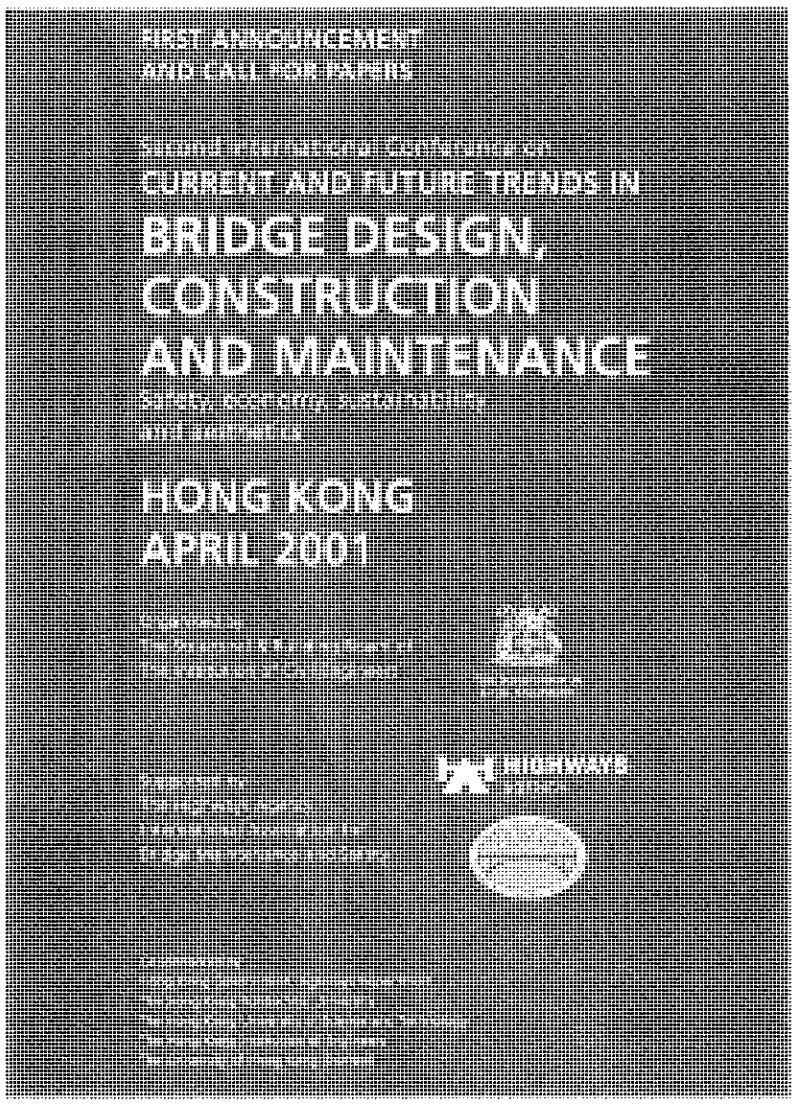
7. CONCLUSIONES ACERCA DEL EMPLEO DEL POSTESADO EN LA EDIFICACIÓN

El postesado constituye una excelente solución para resolver satisfactoriamente estructuras de cierta importancia que necesiten crear espacios diáfanos, sin los inconvenientes derivados de la flexibilidad de los forjados, pudiéndose disponer de losas de reducido espesor y prescindir del empleo de jácenas de gran canto. El sistema aporta considerables ventajas derivadas de la posibilidad de desarrollar la construcción con gran rapidez y conseguir un notablemente rendimiento de la mano de obra y economía de materiales estructurales.

El Proyecto de Arquitectura requiere englobar, desde un principio, la participación del equipo encargado del diseño y análisis estructural en una labor multidisciplinar, al objeto de conseguir las máximas ventajas derivadas de las posibilidades del sistema, que superan ampliamente las que ofrecen las soluciones clásicas con hormigón armado. Los resultados derivados de las experiencias desarrolladas en todo el mundo permiten vislumbrar unas perspectivas de aumento del empleo del postesado en la edificación en el desarrollo de nuevos proyectos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Current and Future Trends in BRIDGE DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE



ORGANIZADOR:

The Structural and Building Board
of the Institution
of Civil Engineers, U.K.

TEMAS DEL CONGRESO:

- Evaluación de puentes existentes, análisis y Ensayos.
- Análisis de fiabilidad
- Niveles de óptimos de seguridad
- Análisis de riesgos
- Evaluación del ciclo de vida
- Puentes y carreteras en Hong Kong
- Aspectos específicos relacionados con los puentes de la región.

PRESENTACIÓN DE RESÚMENES DE COMUNICACIONES:

Antes del 30 de noviembre de 2000, por correo electrónico

INFORMACIÓN ADICIONAL:

E-mail: rachel.coninx@ice. org.uk

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

COMISIÓN C3

Ejecución

José Emilio Herrero Beneítez
Presidente de la Comisión C3 "Ejecución"
Jefe de Área de Estructuras
Dirección Técnica
Ferrovial-Agroman

1. Introducción

La importancia que tiene la correcta ejecución de las estructuras de hormigón en la calidad final de las mismas es una cuestión fundamental en la que existe un acuerdo general. No obstante, la falta de tecnificación que sufren las estructuras en el ámbito de su ejecución es notoria si la comparamos con otras actividades, como puede ser el proyecto o la investigación. Además, debido a la organización del proceso de la construcción, es frecuente la falta de conexión entre el autor del proyecto y el responsable de la ejecución de la obra, cortándose el trasvase de conocimientos tecnológicos desde el proyectista hacia el jefe de obra, por un lado, e impidiendo, por otro, que el primero identifique las necesidades reales del segundo, sobre todo en lo referente a los aspectos más prácticos.

Tradicionalmente las comisiones de las asociaciones científicas del hormigón apenas abordaban los aspectos prácticos de la ejecución. De hecho, cuando se realizó la fusión de GEHO y ATEP, ninguna de las dos asociaciones tenía en funcionamiento ningún grupo de trabajo que pudiera encuadrarse dentro de la Comisión de Ejecución. Por lo tanto, la primera tarea que se abordó fue la captación de profesionales de diferentes campos para la formación de la propia comisión y de sus grupos de trabajo. Por un lado se ha contado con personas que provienen de los servicios técnicos de las empresas constructoras, con objeto de aportar sus conocimientos referentes a los aspectos más prácticos. También se han integrado técnicos provenientes de empresas que prestan servicios y equipamiento (pretensado, cimbras, etc.), así como prefabricadores, y personas dedicadas a la redacción de proyectos. Algunos de estos profesionales no conocían ACHE y, en muchos casos, no habían participado antes en este tipo de asociaciones.

Los miembros de la Comisión somos conscientes de que en el proceso de tecnificación de la ejecución, aunque se está avanzando, queda una tarea muy amplia que realizar y, por lo tanto, cualquier esfuerzo tiene un beneficio marginal máximo.

2. Modelos de actuación de la Comisión

Las diferentes actividades se enmarcarán, en cada caso, dentro de las siguientes líneas de actuación:

a) Divulgación Técnica:

Elaboración de documentos técnicos de carácter básicamente divulgativo sobre temas de interés, con el ánimo de mejorar el nivel técnico de la ejecución de estructuras de hormigón.

b) Desarrollo:

Prospección e identificación de nuevos temas que puedan ser objeto de ulterior estudio en función de su interés técnico y potencialidad futura. En su caso, desarrollo de algunos de dichos temas mediante estudios específicos y elaboración de documentos técnicos ad hoc.

c) Documentación:

Elaboración y puesta en marcha de un sistema de seguimiento documental e información técnica sobre los temas relativos a la Comisión.

d) Difusión:

Presentación de propuestas al Comité de Eventos para la organización de Jornadas de presentación de documentos o difusión de temas relativos a la Comisión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

3. Áreas de interés de la Comisión

Esta comisión intenta captar el interés de todas aquellas personas que intervienen en el proceso de ejecución de las obras, con el ánimo de tecnificar esta actividad y de aprovechar los nuevos avances técnicos. La colaboración que se busca en estas personas tiene dos vertientes: por un lado, identificar aquellos temas, problemas, o nuevas técnicas de mayor interés para el desarrollo de la actividad constructiva; por otro, participar en la elaboración de documentos que den respuesta a estas necesidades. El objetivo es pues la elaboración de recomendaciones prácticas basadas en el análisis técnico y riguroso de las mejores opciones para la buena ejecución de la obra.

Esta comisión trata la ejecución de las estructuras de hormigón de edificación y de obra civil, tanto construidas in situ como prefabricadas. Se presta especial atención a los aspectos del proceso de construcción orientados a conseguir la seguridad requerida, tanto en fase constructiva como en servicio, y dotar a la estructura de las condiciones de servicio y durabilidad adecuadas. Sus trabajos estarán fundamentalmente orientados a aportar a las personas que se dedican a la ejecución de obras, información que facilite la mejora técnica de esta actividad.

Inicialmente las áreas de interés son las siguientes:

- Equipos auxiliares como encofrados y cimbras.
- Condiciones de hormigonado, ferrallado, armaduras activas, etc.
- Puesta en obra de hormigones especiales o en condiciones especiales.
- Automatización de la prefabricación.
- Prefabricación en edificación.
- Control de la ejecución basado en los enfoques actuales de la gestión de la calidad.

4. Grupos de trabajo actualmente en marcha

En la actualidad, la Comisión tiene tres Grupos de Trabajo, cuyas características más notables son las que a continuación se detallan:

GT3/1 "Encofrados y Cimbras"

Coordinador: Luis Villamonte Varela

El objetivo de este grupo es la redacción de un documento que establezca recomendaciones para el diseño, montaje desmontaje y control de cimbras, todo ello orientado a dotar a las mismas de una seguridad semejante a la del resto de las estructuras, y a garantizar sus condiciones de servicio. Los aspectos contemplados en el documento serán: Acciones, Diseño (detalles), Montaje, Control y Elementos especiales. Los primeros apartados se referirán a todo aquello que es común a todo tipo de cimbra, mientras que el último particularizará los aspectos anteriores para algunos tipos de cimbras especiales.

Se está trabajando para tener disponible el borrador completo el segundo trimestre de 2000 y el documento final el primer trimestre de 2001.

GT3/2 "Hormigonado no convencional"

Coordinador: Fernando Hué García

El objeto de este grupo es la elaboración de un documento sobre las condiciones de puesta en obra de hormigones especiales, contemplando todas las fases del proceso, desde que termina su fabricación pasando por el transporte, vertido, vibrado, curado y desencofrado. En el documento se pretende incluir reglas prácticas dirigidas a técnicos con experiencia en hormigonados convencionales que se enfrentan por primera vez a alguna realización especial. Se han planteado 12 tipos de hormigonados especiales, para cada uno de los cuales se analizarán las recomendaciones y datos útiles para su ejecución. Además se incluirá una amplia bibliografía, donde se podrá encontrar una información más exhaustiva. Estos 12 tipos de hormigonados, ordenados por frecuencia de aparición decreciente, son los siguientes:

1. Hormigonado en tiempo caluroso
2. Hormigonado en tiempo frío
3. Hormigón bombeable
4. Hormigones estructurales arquitectónicos
5. Hormigones proyectados
6. Hormigón sumergible
7. Hormigones deslizados
8. Hormigones de altas resistencias
9. Hormigonados en grandes volúmenes
10. Hormigón con fibras
11. Hormigón ligero
12. Tendencias futuras

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

En una primera etapa se abordaran los 6 primeros tipos, valorándose entonces el volumen del trabajo y decidiéndose el tratamiento de los restantes. Para el segundo trimestre de 2000 se tendrá finalizado el borrador de los seis primeros tipos y el último trimestre de 2000 se entregará el documento final.

GT3/3 "Anclajes al terreno"

Coordinador: Javier Ripoll García-Mansilla

Este grupo de trabajo realizará la corrección y revisión de la publicación realizada por ATEP sobre anclajes al terreno. Se solicita a las personas relacionadas con el diseño y ejecución de anclajes al terreno que nos hagan llegar sus comentarios para la revisión del citado documento. Durante esta revisión se abordarán, entre otros, los siguientes temas:

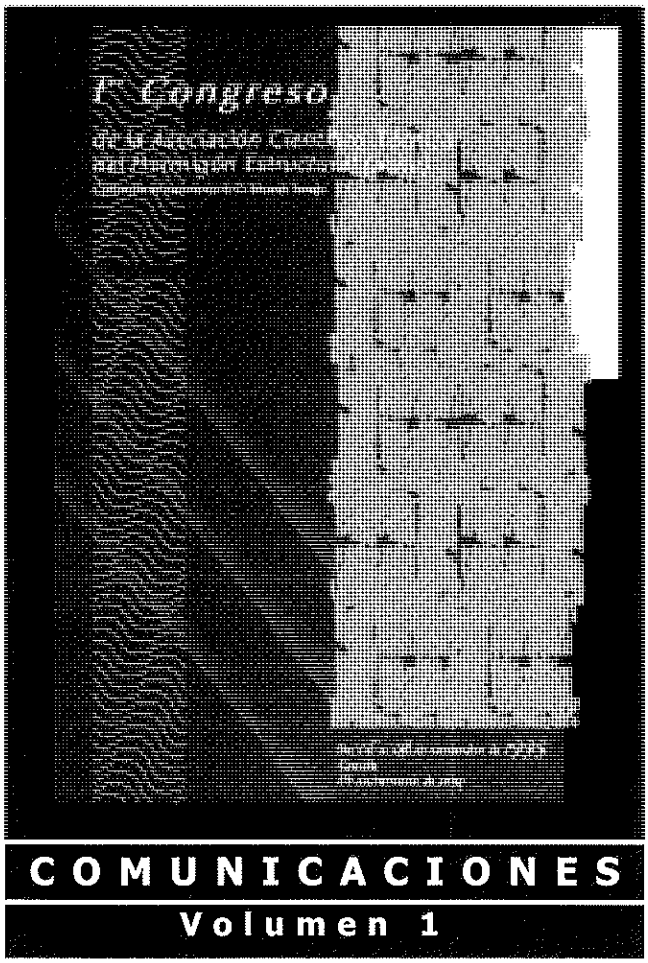
- Adecuación del documento al esquema de seguridad vigente en las normas de estructuras
- Revisión de la tabla de valores de la tensión de adherencia

La fecha prevista para la finalización del trabajo es el primer semestre de 2000.

Desde estas páginas, como Presidente de la Comisión de Ejecución, hago un llamamiento a cualquier persona que pueda aportar conocimientos y experiencias sobre alguno de estos temas, rogándole que se ponga en contacto con el coordinador del grupo de trabajo correspondiente. Asimismo, para sugerencia de nuevos temas sobre los que se considere interesante abrir un nuevo grupo de trabajo, podéis poneros en contacto conmigo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

INFORMACIÓN BIBLIOGRÁFICA



En esta sección se incluyen referencias de algunos libros y artículos publicados en Revistas que se reciben en el Instituto EDUARDO TORROJA. Los lectores pueden consultar en la Biblioteca del Instituto aquellos artículos que sean de su interés.

LIBROS

Título: 1er CONGRESO DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (A.C.H.E.). Volúmenes 1, 2 y 3

Edita: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural (A.C.H.E.)
ISBN: 84-89670-14-5. Año 1999

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (A.C.H.E.) celebró su primer congreso en noviembre de 1999, coincidiendo con el Centenario del nacimiento de D. Eduardo Torroja y el 50 Aniversario de la A.T.E.P. Todas las comunicaciones presentadas han sido recogidas en tres volúmenes.

El primer volumen se dedica a «Estudios e Investigación». En él se recoge todo lo novedoso que se ha hecho en las Escuelas de Ingeniería, Laboratorios y Empresas sobre nuevos materiales, como son fibras y hormigón de alta resistencia. También incluye: la Durabilidad de las obras de ingeniería y de las teorías para cuantificar la vida útil en el proyecto, más allá de los simples consejos cualitativos. La Normativa y su estado actual y doce comunicaciones dedicadas al cálculo y diferentes aplicaciones a la tipología de estructuras.

El segundo y tercer volumen se dedica a «Realizaciones de puentes» y «Mantenimiento, Patología y Reparación de Estructuras».

Las comunicaciones que se recogen en ambos volúmenes hacen referencia a las teorías, los medios y las realizaciones prácticas de esta parte de la Ingeniería.

Para más información dirigirse a la Srta. Estrella Rodríguez Neira.
Instituto Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid
Tel. y Fax: 91 766 07 03
E-mail: Estrella@ietcc.csic.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículos no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos o croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4, (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo 7 (1.75mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600x1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. 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.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de 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, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

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.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid

Señores:
La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre .....

NIF ..... Calle .....

Ciudad ..... Código Postal ..... País .....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas) .....

Teléfono ..... Fax ..... E-mail .....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante ☐ Personal ☐ Colectivo ☐ Protector ☐ Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma ..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de .....

Agencia .....

Calle .....

Ciudad ..... Código Postal .....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma .....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular .....

NIF .....

Código cuenta cliente: Banco ..... Sucursal ..... Dígitos control .....

Número cuenta .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.–Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.–Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Aribau, 192 - 198, 3.º B. 08036 Barcelona.

DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).–Calvo Sotelo, 15, 1º-1ª. 26003 Logroño.

DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.–Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERÍA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

FERROVIAL, S.A.–Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).

FREYSSINET, S.A.–General Perón, 24. 28020 Madrid.

FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.–ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.

HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).–Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.

HUARTE, S.A.–Oficina Técnica.–C/Gobelas, 35-37. 28023 El Plantío (Madrid).

IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.–Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).–Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.

MECANOGUMBA, S.A.–Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

MEKANO-4, S.A.–Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.–Ava. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja, 28108 Alcobendas (Madrid).

PACADAR, S.A.–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Apartado 138. 36600. Villagarcía de Arosa (Pontevedra).

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.–Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.–Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).–Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.

SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.–Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.–Velázquez, 105. 28006 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.–Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.

TREFILERÍAS QUIJANO, S.A.–Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

VSL IBÉRICA, S.A.–Aribau, 192 - 198, 3.º B. 08036 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

ache
GEHO - ATEP
Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid. Tlf. y fax: 91 766 07 03 ♦ **N.I.F.:** G-28813442
Secretaría Técnica: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n. 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025