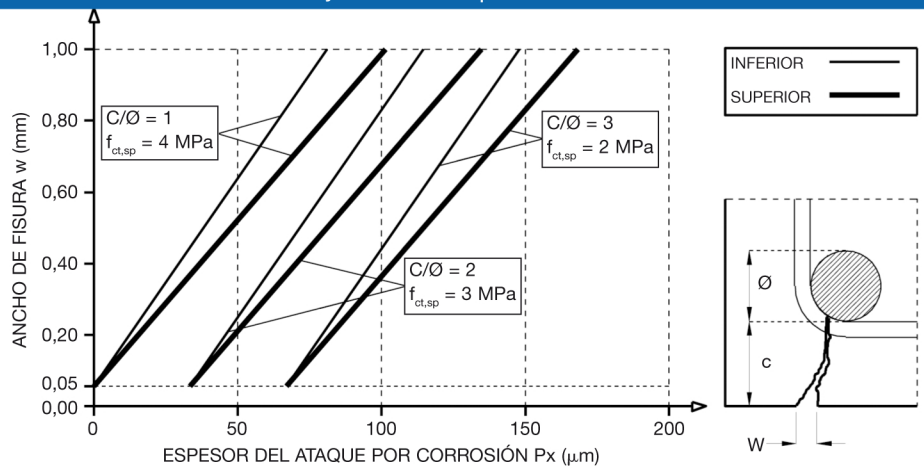
ISSN: 0439-5689

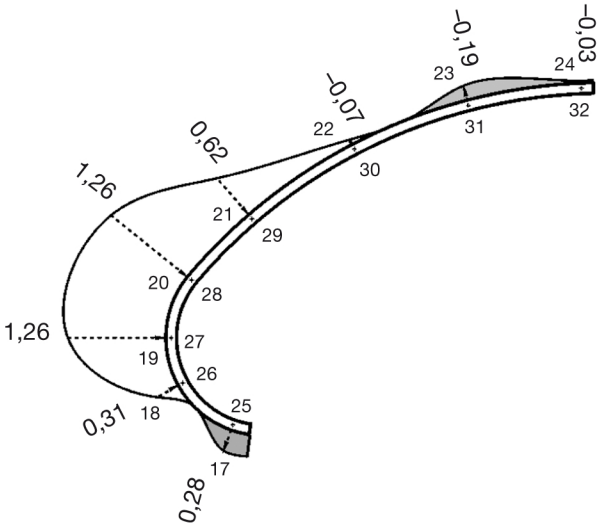
# HORMIGÓN y ACERO

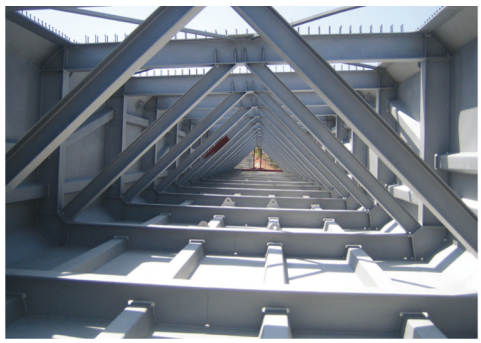
Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

abril-junio 2014 | volumen 65 - número 272



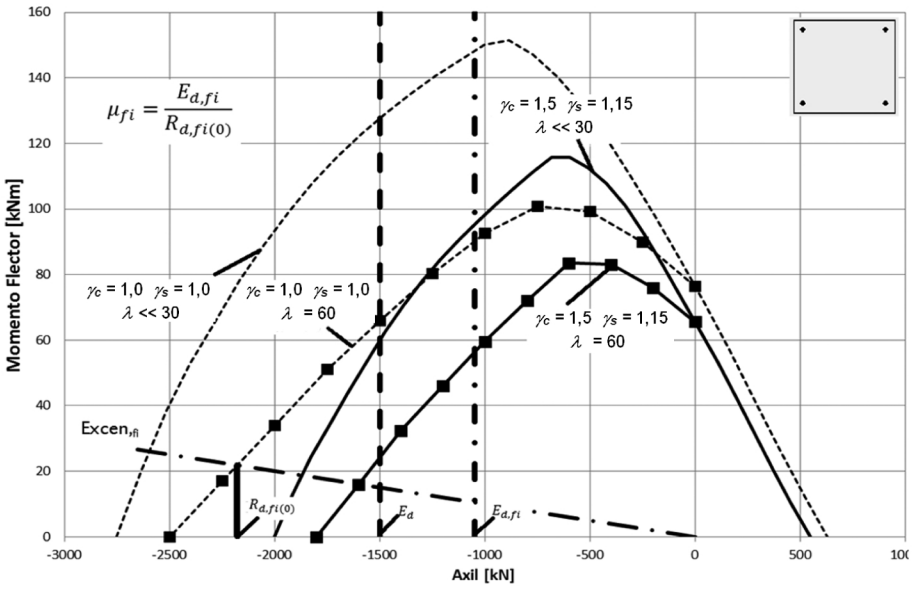









Descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

# HA SUMARIO

CONTENTS

**Originales | Original articles**


La revisión del Eurocódigo 3, parte 1-5: *"placas planas cargadas en su plano"*
*Review of Eurocode 3, part 1-5: plated structural elements*
*Ricardo Llago Acero, Patricia García Rodríguez* ..... 85

Modelos de transferencia del pretensado: análisis comparativo
*Prestress transfer models: comparative analysis*
*Jorge Rueda Contreras, Enrique González Valle* ..... 97

EN 1992. Problemas en su aplicación y posibilidades de mejora
*EN 1992. Problems in its application and suggestions for improvement*
*Alejandro Pérez Caldentey, Hugo Corres Peiretti* ..... 113

El Eurocódigo 2 y la evaluación de estructuras de hormigón armado con armaduras corroídas
*The Eurocode 2 and the assessment of concrete structures with corroded reinforcement*
*Jesús Rodríguez, Carmen Andrade, David Izquierdo, Peter Tanner* ..... 123

Propuesta de modificación de los criterios de durabilidad del hormigón en el Eurocódigo 2
*Proposed amendment of concrete durability criteria in Eurocode 2*
*Carmen Andrade, Rosario Martínez, Miguel Ángel Sanjuán* ..... 133

Resistencia al fuego de pilares de hormigón según el Eurocódigo 2 y comparación con la EHE-08. Métodos de comprobación mediante tablas
*Fire resistance of concrete columns according to Eurocode 2 and compared with EHE-08. Solutions in terms of Tabulated Data*
*Hugo Corres Peiretti, Freddy Ariñez Fernández, Jesús Bairán García, Sergio Carrascón, Antonio Marí Bernat* ..... 141

Estudio comparativo de aplicación de la norma EN1991-1-4 para el cálculo de la acción del viento en estructuras singulares
*Comparative remarks on the wind load provisions in EN1991-1-4 for special structures*
*José María Terrés-Nícoli, Christian Mans* ..... 151


**Otras informaciones | Other information**


VI Congreso Internacional de Estructuras de ACHE ..... 162

Entrega de medallas ACHE ..... 164

II Premios de Ingeniería de ACHE ..... 166



Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid.
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - www.e-ache.com



Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):85-96

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

# La revisión del Eurocódigo 3, parte 1-5: *"placas planas cargadas en su plano"*

## *Review of Eurocode 3, part 1–5: plated structural elements*

Ricardo Llago Acero* y Patricia García Rodríguez

*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ACCIONA Infraestructuras, S.A., Madrid, España*

Recibido el 16 de julio de 2013; aceptado el 25 de marzo de 2014

**Resumen**

El análisis del comportamiento de los elementos estructurales formados por chapas esbeltas, rigidizadas o no, es uno de los aspectos de mayor importancia en el diseño de estructuras metálicas o mixtas. Dentro del cuerpo normativo proporcionado por los Eurocódigos estructurales, la norma EN 1993-1-5:2006 facilita el conjunto de criterios aplicables al estudio de los fenómenos de inestabilidad que podrían producirse en dichos elementos. El presente artículo, además de proporcionar una visión general del contenido de dicha norma, propone la revisión y puesta al día de aquellos criterios que, desde su redacción, han sido superados por el actual estado del conocimiento, así como la inclusión de determinados aspectos no suficientemente tratados en su contenido y precisos para efectuar un análisis adecuado de los fenómenos de inestabilidad en chapas esbeltas.

*Palabras clave:* Eurocódigos; Estructuras metálicas; Abolladura; Patch loading; Criterios de interacción

**Abstract**

The behavioral analysis of structural elements formed by slender plates, stiffened or not, is one of the most important aspects considered in the design of steel or steel-concrete composite structures. Within the regulatory body Structural Eurocodes, EN 1993-1-5:2006 provides the criteria applicable to the analysis of instability phenomena that could occur in these slender elements. The present article, in addition to providing an overview of the Code contents, proposes to review and update those criteria that, since their publishing, have been superseded by the present state of knowledge. It will also discuss the inclusion of certain aspects not accurately treated in the Code contents that require a proper analysis of the instability phenomena in slender plates.

*Keywords:* Eurocodes; Steel structures; Plate buckling; Patch loading; Interaction criteria

## 1. Introducción

Las *"placas planas cargadas en su plano"* representan un importante concepto estructural aplicado en el diseño de las grandes estructuras metálicas formadas por paneles de chapa rigidizados soldados entre sí. El uso típico de tales elementos se encuentra habitualmente en las vigas cajón o en doble T empleadas en la construcción de puentes metálicos o mixtos, o en las estructuras singulares de edificación. De forma diferente a las estructuras formadas por perfiles metálicos laminados, las estructuras conformadas mediante el empleo de paneles de chapa rigidizada suelen ser más propensas a la aparición de los fenómenos de abolladura y requieren, por lo tanto, un conjunto de reglas de diseño más detalladas que cubran el análisis de tales fenómenos. Dentro del conjunto formado por los países miembros de la Unión Europea, el diseño de elementos estructurales formados por chapas esbeltas se encuentra cubierto por la norma EN 1993-1-5:2006 [1], encuadrada dentro del Eurocódigo 3, *"Proyecto de estructuras de acero"*.

El estudio de los problemas relativos a la abolladura de chapas en las estructuras metálicas o mixtas se encuentra relacionado habitualmente con soluciones y procedimientos de análisis complejos, involucrando en muchos casos la investigación de su estabilidad en el rango post-crítico, la interacción de diferentes modos de fallo, la sensibilidad a las imperfecciones, etc. El contenido de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] proporciona

*Autor para correspondencia.
*Correo electrónico:* ricardo.llago.acero@aciona.es (R. Llago Acero).

0439-5689 © 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



las herramientas adecuadas para el tratamiento de este tipo de problemas, al menos en elementos regulares y en el caso de las geometrías típicamente empleadas, utilizando para ello un conjunto de procedimientos simples, consistentes entre sí y aptos para su consideración en las comprobaciones manuales desarrolladas habitualmente. Incluso en aquellos casos en los que resulta imprescindible el empleo de modelos numéricos avanzados para el tratamiento de los problemas de inestabilidad, el contenido de esta norma permite efectuar comprobaciones sencillas que proporcionan al proyectista un contraste de los resultados obtenidos.

Los diseños de las actuales estructuras metálicas o mixtas se encuentran caracterizados por su reducido peso, por su esbeltez y por un diseño optimizado que busca la máxima sencillez en la fabricación, eliminando, cuando resulta factible, elementos de rigidización que aseguran la estabilidad de los paneles de chapa. Todo ello hace que sea preciso el desarrollo y puesta al día de todos aquellos métodos de diseño que permitan una correcta evaluación de los fenómenos de inestabilidad. El contenido de la norma EN 1993-1-5:2006 [1], publicada por el CEN en el año 2006, recogió en su momento los métodos disponibles para llevar a cabo este tipo de análisis, al menos en las geometrías y tipología más utilizadas en Europa. Sin embargo, el tiempo transcurrido desde su publicación y su uso han revelado algunas carencias y falta de adecuación a los diseños estructurales llevados a cabo habitualmente, por lo que su revisión y la incorporación de los nuevos avances en este campo parece algo imprescindible.

El contenido del presente artículo pretende poner de manifiesto aquellos aspectos que, en la actualidad, no se encuentran correctamente recogidos, algunos de ellos detectados durante el desarrollo del programa de investigación europeo *COMBRI, "Valorisation of knowledge for competitive steel and composite bridges"* [2-4]. Entre estos aspectos podrían citarse la actual formulación del tratamiento de los fenómenos debidos al "patch loading", la falta de idoneidad o carencia de algunos criterios de interacción o la clarificación en el empleo de algunos métodos, como es el caso del "*Método de la tensión reducida*".

## 2. El contenido de la norma EN 1993-1-5:2006

La norma EN 1993-1-5:2006 [1] forma parte del denominado Eurocódigo 3, *"Proyecto de estructuras de acero"*, proporcionando los criterios precisos para el análisis de la estabilidad de los elementos estructurales formados por placas planas esbeltas, rigidizadas o no, solicitadas en su propio plano. Tanto los elementos solicitados fuera de su plano como aquéllos que no puedan ser considerados como *planos* se encuentran fuera del alcance de este documento, debiendo recurrirse al empleo de otras partes del Eurocódigo 3 para su análisis. A los efectos de aplicación del contenido de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] se entiende por *"placas planas"* aquéllas en las que su radio de curvatura $r$ resulta inferior a un valor límite, $r_{lim}$, que depende del ancho del panel considerado, $b$, y de su espesor, $t$, como se indica en la Ecuación 1:

$$r \leq r_{\lim} = \frac{b^2}{t} \qquad (1)$$

Para efectuar el diseño de elementos estructurales formados por placas planas esbeltas propensas a fenómenos de inestabilidad (fig. 1), la norma EN 1993-1-5:2006 [1] proporciona



Figura 1. Sección formada por placas esbeltas rigidizadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



tres aproximaciones diferentes que, como se verá posteriormente, presentan mayor o menor grado de generalidad en su aplicación. Estos procedimientos de análisis se basan en los principios expuestos en la norma EN 1993-1-1:2005 [5] para la determinación de la capacidad última de una sección transversal sometida a la actuación de tensiones normales:

- Secciones *Clase 3*: se considera una distribución elástica de tensiones sobre la sección transversal sin reducción de sus propiedades mecánicas. La capacidad última vendrá dada por el comienzo de la plastificación en la fibra más comprimida.
- Secciones *Clase 4*: se considera una distribución elástica de tensiones sobre una sección reducida debido a la pérdida de eficacia de las zonas comprimidas por fenómenos de inestabilidad. La capacidad última vendrá dada por el comienzo de la plastificación en la fibra más comprimida de la sección reducida. Sin embargo, de acuerdo con la norma EN 1993-1-1:2005 [5], una sección *Clase 4* podría ser tratada como *Clase 3* cuando la tensión máxima de compresión resulta sustancialmente inferior al límite elástico. En ese caso la capacidad última se alcanza cuando la tensión máxima de compresión iguala el valor de una *tensión reducida*, inferior al límite elástico.

La primera de las aproximaciones considerada en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] es el llamado *"Método de la sección eficaz"*, descrito en los capítulos 4 a 7 de la norma. Este método, extendido además de a las tensiones normales a los modelos resistentes del cortante y de las cargas transversales, proporciona un procedimiento de análisis muy eficiente desde el punto de vista estructural para el caso de geometrías sencillas y regulares, puesto que no sólo tiene en cuenta la reserva post-crítica del panel individual de chapa, sino que considera, igualmente, la redistribución de tensiones entre los diferentes elementos que componen la sección transversal. Esta circunstancia hace que sea posible el empleo de elementos estructurales más esbeltos que los permitidos por el siguiente método, aunque en algunos casos podrían resultar determinantes los requerimientos de los Estados Límites de Servicio para el diseño de la sección.

La aplicación del *Método de la sección eficaz* contempla la comprobación del elemento para cada una de las tensiones actuando individualmente (tensiones normales, tangenciales o transversales), efectuándose posteriormente la evaluación de su efecto global a través de diversos criterios de interacción que consideran los resultados de las comprobaciones realizadas previamente. El diseño se encuentra gobernado por el comienzo de la plastificación en la fibra más comprimida de la *sección reducida* del elemento (sección *Clase 4*), ya que es a la sección sometida a las tensiones normales a la que se aplica el concepto de *sección eficaz,* al considerar que aquellas zonas comprimidas que han abollado no resultan eficaces para la transmisión de tensiones normales.

Otra de las aproximaciones contempladas en la norma EN 1993-1-5:2006 [1], con un campo de aplicación más amplio, es el denominado *"Método de la tensión reducida"*, cuyas reglas de empleo aparecen descritas en el capítulo 10 de la norma. Este procedimiento de análisis no considera la redistribución de tensiones dentro de la sección transversal, aunque sí tiene en cuenta la reserva post-crítica del panel individual. Ambos métodos, el *Método de la sección eficaz* y el *Método de la tensión reducida*, proporcionan los mismos resultados para un panel, pero no para la sección completa. Debido a su carácter de aplicación general, su empleo resulta adecuado para todas aquellas comprobaciones relativas a los Estados Límite de Servicio, así como para el diseño de elementos estructurales formados por secciones no uniformes, tales como estructuras de canto variable, almas con aligeramientos importantes o paneles con rigidizadores no ortogonales.

En este procedimiento de análisis la abolladura de las chapas no se considera a través de la reducción de las dimensiones de los elementos que componen la sección transversal, como ocurre con el *Método de la sección eficaz,* puesto que todos ellos mantienen su sección completamente eficaz y permiten el tratamiento como *Clase 3*. En contraste con el método anterior, cada una de las tensiones actuantes en la sección no podrá exceder de un determinado valor denominado *tensión reducida*, inferior al límite elástico, evaluándose el efecto global del campo de tensiones mediante la aplicación del criterio de plastificación de von Mises.

Los dos procedimientos descritos previamente hacen uso de la misma metodología de diseño, aunque de forma diferente en cada caso, como podrá apreciarse en los apartados siguientes. Los principios generales en que se basa dicha metodología pueden resumirse en la Ecuación 2 mostrada a continuación:

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{R_{pl}}{R_{cr}}} \rightarrow R_{ult} = \rho\left(\overline{\lambda}\right) \cdot R_{pl} \qquad (2)$$

donde:

$R_{pl}$ resistencia plástica
$R_{cr}$ resistencia crítica elástica
$R_{ult}$ resistencia última a la abolladura
$\overline{\lambda}$ esbeltez
$\rho(\overline{\lambda})$ factor de reducción función de la esbeltez

El factor de reducción $\rho(\overline{\lambda})$ tiene en cuenta la influencia del material, de las tensiones residuales y de las imperfecciones geométricas en la capacidad última de las placas. Más aún, este factor incluye una considerable reserva de resistencia post-crítica y contempla el efecto perjudicial del comportamiento como soporte que podrían presentar los elementos analizados.

Finalmente, el Anejo C de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] proporciona los principios generales para el empleo del procedimiento de análisis más general, el *"Método de los elementos finitos"*. Este método de análisis es el más versátil de todos los contenidos en la norma, aunque requiere usuarios más experimentados en su empleo para que resulte un procedimiento eficaz. Puede ser utilizado para la determinación de las tensiones críticas elásticas por medio de un análisis lineal de bifurcación, así como para obtener la resistencia *"real"* a la abolladura de un determinado elemento considerando un análisis de tipo no lineal que incluya la presencia de las imperfecciones geométricas y de las tensiones residuales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Las referencias [6,7] proporcionan información adicional sobre las bases de los diferentes métodos recogidos en la norma EN 1993-1-5:2006 [1], así como su forma de aplicación en los diferentes casos en que podrían ser empleados.

## 3. El Método de la sección eficaz

Como se ha indicado anteriormente, el llamado *Método de la sección eficaz* proporciona un procedimiento de análisis sencillo y muy eficiente para las geometrías habituales, contemplando los modelos resistentes correspondientes a la presencia de tensiones normales, cortante o cargas transversales, aunque este último mecanismo tiene suficiente importancia para ser tratado de forma individual.

Su empleo está indicado cuando se cumplen los supuestos que se indican a continuación. En caso contrario deberá recurrirse a la utilización de otros métodos más generales y sin limitaciones en su aplicación, como es el *Método de la tensión reducida*, o al uso de métodos numéricos más o menos complejos y que tengan en cuenta el contenido del Anejo C. Su aplicación se limita, por tanto, a aquellos casos en los que se cumplan los siguientes supuestos:

- Los paneles de chapa considerados poseen forma rectangular, con alas paralelas, entendiendo por tales aquéllas en las que su pendiente es inferior a 10°.
- Los paneles, en caso de estar rigidizados, disponen de rigidizadores longitudinales, transversales o ambos, siempre ortogonales entre sí.
- Los aligeramientos presentes en las almas de la estructura poseen formas regulares y tamaños reducidos, con su dimensión mayor limitada a *0,05 b*, donde *b* es el ancho del panel considerado. La norma EN 1993-1-5:2006 [1] únicamente considera la presencia de aligeramientos circulares, por lo que el valor anterior se corresponde con el diámetro máximo del aligeramiento.
- Los paneles se encuentran incluidos en estructuras de sección uniforme.
- El posible fenómeno de abolladura del alma inducido por el ala se encuentra impedido, lo que establece limitaciones a la esbeltez de los elementos analizados.

Esta aproximación se basa en el caso de las tensiones normales en las investigaciones desarrolladas por von Karman y en las mejoras introducidas posteriormente por Winter para incluir el efecto de las tensiones residuales [8]. De acuerdo con sus investigaciones, una vez que la placa ha abollado, aún posee una importante reserva post-crítica, transfiriendo las tensiones normales de las zonas que han perdido su eficacia a las zonas más rígidas de su contorno. Este hecho permite determinar la capacidad última del panel mediante la definición de un determinado *ancho eficaz*, correspondiente a las zonas que aún resultan eficaces, o si se efectúa en los diferentes paneles que componen la sección, definir una serie de zonas que permanecen eficaces tras la abolladura y proceder a la evaluación de la capacidad última que vendrá dada por el inicio de la plastificación en la fibra más comprimida de la sección.

La consideración de la *sección reducida* que da nombre al método se aplica únicamente a las tensiones normales actuantes en la sección. El procedimiento considera, igualmente, mecanismos resistentes para las tensiones tangenciales y transversales, contenidos, respectivamente, en los apartados 5 y 6 de la norma EN 1993-1-5:2006 [1]. El método adoptado para el mecanismo resistente del cortante se basa en el denominado *Campo rotado de tensiones* [6,7], desarrollado por Höglund. Para el mecanismo resistente de las cargas transversales, la norma EN 1993-1-5:2006 [1], emplea el contenido de los trabajos de Lagerqvist y Graciano [6,7], como se verá posteriormente.

La capacidad última de la sección se evalúa para cada una de las tensiones actuando de forma independiente, procediéndose posteriormente a su interacción de acuerdo con el contenido del apartado 7 de la norma.

### *3.1. Área eficaz de las chapas rigidizadas longitudinalmente*

Una de las conclusiones obtenidas en las investigaciones desarrolladas en el marco del programa europeo *COMBRI* [4] sugiere que las placas rigidizadas longitudinalmente por elementos de pequeña rigidez deberían ser consideradas como placas no rigidizadas cuando se analiza su comportamiento bajo la acción de tensiones normales de compresión. Los estudios llevados a cabo consideran un valor límite de 25 para la rigidez relativa en flexión de estos elementos, pudiendo ser incluidos en el comportamiento de la placa cuando superan ese valor, como se indica en la Ecuación 3:

$$\gamma = \frac{E.I_s}{b.D} \geq 25 \qquad (3)$$

donde $E$ representa el módulo de elasticidad, $I_s$ la inercia eficaz del rigidizador, $b$ el ancho de la placa y $D$ la rigidez a flexión de la placa.

El procedimiento de análisis considerado en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] para los elementos rigidizados longitudinalmente sometidos a tensiones normales actuando en la dirección de los rigidizadores contempla dos etapas diferentes. En la primera de ellas se determinan las áreas eficaces de los subpaneles (y de los propios rigidizadores longitudinales en el caso de que se correspondan con una sección *Clase 4*) para tener en cuenta los fenómenos de abolladura local. La segunda etapa consiste en la determinación del factor de reducción debido a la abolladura global del panel, lo cual reduce más aún las áreas eficaces determinadas previamente.

El procedimiento descrito anteriormente presupone que los rigidizadores longitudinales empleados poseen una rigidez elevada. Los análisis llevados a cabo en el marco del programa *COMBRI* [4] demuestran que la aplicación de este método en su versión actual podría conducir a resultados inseguros cuando los rigidizadores longitudinales poseen una rigidez baja. En esta situación es de esperar que la formulación incluida en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] se aproxime al comportamiento como placa no rigidizada cuando se emplean elementos de baja rigidez, aunque no es así. Ello se debe a que el método de análisis considerado asume que la rigidez de estos elementos es suficiente para impedir que se produzca la abolladura local

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



hasta que haya tenido lugar la abolladura global del panel. Así, el valor límite obtenido para la rigidez relativa del rigidizador $\gamma$ se encuentra en torno a 25 para que los supuestos anteriores resulten correctos, por lo que para evitar diseños del lado de la inseguridad se propone despreciar su colaboración en la capacidad última de la placa para valores de $\gamma$ inferiores a 25.

### *3.2. Resistencia de las almas a cortante*

Aunque la norma EN 1993-1-5:2006 [1] es uno de los documentos más avanzados en lo que se refiere al análisis de la inestabilidad de placas planas, su texto, hasta el momento, no ha considerado explícitamente el efecto beneficioso que aportan los rigidizadores longitudinales de tipo cerrado (fig. 2), incluso aunque demuestren un mejor comportamiento que los rigidizadores abiertos en lo que se refiere a la estabilidad de los subpaneles o al comportamiento general de las almas rigidizadas longitudinalmente. Las investigaciones llevadas a cabo en el programa *COMBRI* [4] han demostrado que su presencia proporciona valores del cortante último significativamente más elevados que los que se deducen del texto actual, tanto con la presencia del cortante actuando individualmente como en su interacción con los esfuerzos de flexión. Este hecho ha dado lugar a las propuestas de modificación siguientes:

- *Las almas rigidizadas longitudinalmente con rigidizadores de tipo cerrado conectados a los rigidizadores transversales y al rigidizador extremo podrán ser consideradas siempre como almas con rigidizadores extremos de tipo rígido.* La presencia del rigidizador longitudinal cerrado aporta una mayor estabilidad lateral a los rigidizadores transversales, lo que permite su consideración como elementos rígidos y la adopción de un valor más elevado del coeficiente de reducción $\chi_w$.
- *Para la determinación de la tensión crítica de abolladura $\tau_{cr}$ de almas no rigidizadas, o de almas rigidizadas longitudinalmente mediante rigidizadores de tipo abierto, deberán considerarse condiciones de simple apoyo en su contorno.* Actualmente la norma EN 1993-1-5:2006 [1] no incluye este criterio en su texto. Aunque la afirmación resulta clara en el caso de almas no rigidizadas o con el empleo de rigidizadores abiertos, podría resultar excesivamente conservadora para el caso de rigidizadores de tipo cerrado, por lo que la aplicación del programa *EBPlate* [9] en estas situaciones podría conducir a resultados más precisos y ajustados a los resultados de los ensayos.
- *Debido a la alta rigidez a torsión de los rigidizadores de tipo cerrado no se requiere la reducción de su inercia a 1/3 de su valor real para la obtención del coeficiente de abolladura $k_\tau$.* El texto actual de la norma se basa en el empleo de rigidizadores de tipo abierto, despreciando el efecto beneficioso que proporciona la alta rigidez torsional de los rigidizadores cerrados. La eliminación de esta limitación en el caso de éstos últimos proporciona resultados más ajustados a los obtenidos en los nuevos estudios llevados a cabo en el marco del programa *COMBRI* [4].

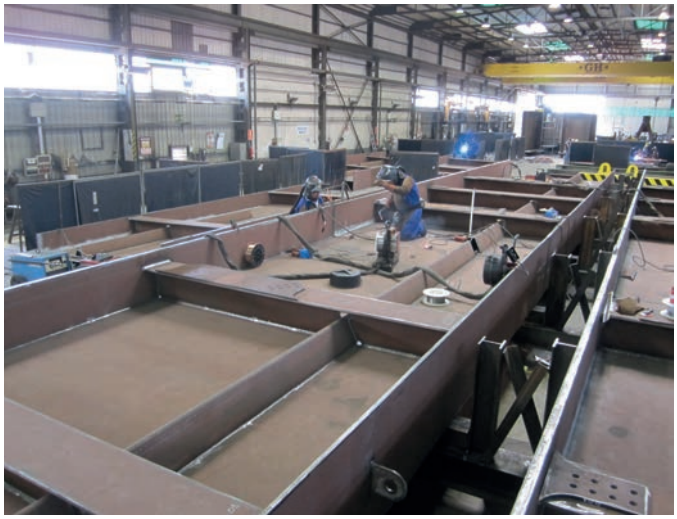


Figura 2. Alma con rigidizadores longitudinales cerrados.

## 4. El Método de la tensión reducida

Aunque el *Método de la sección eficaz* resulta muy eficiente desde el punto de vista estructural para su empleo con geometrías sencillas debido a la consideración de los fenómenos de redistribución post-crítica de tensiones entre los diferentes elementos de la sección transversal, su aplicabilidad no se encuentra establecida aún para geometrías no uniformes y determinados tipos de carga, por lo que la norma EN 1993-1-5:2006 [1] propone como alternativa el llamado *Método de la tensión reducida*. Este procedimiento de análisis, recogido en el capítulo 10 de la norma, resulta aplicable a cualquier geometría y tipo de carga debido a su concepto genérico que tiene en cuenta el campo completo de tensiones y su interacción global. Las bases de este método de análisis se encuentran recogidas en las recomendaciones alemanas DASt-Ri 012 [10,11] de 1978, modificadas posteriormente para adaptarlas a la Teoría de los Estados Límites en su inclusión en el texto de la norma DIN 18800-3 [12]. Sin embargo el *Método de la tensión reducida* presenta ciertas diferencias en cuanto a la definición de la esbeltez empleada, la *esbeltez global*, y a la forma de la ecuación de interacción desarrollada, la cual refleja básicamente el criterio de plastificación de von Mises.

Pese a tratarse de un método de aplicación general para cualquier tipo de estructura y carga, el desarrollo actual de este procedimiento de análisis presenta importantes lagunas de definición en su forma de aplicación y en su desarrollo, por lo que sería deseable una mayor profundización y claridad en futuras ediciones de esta norma. Dada su relativa complejidad de aplicación, este método no ha sido objeto de demasiada investigación hasta el momento, por lo que el alcance de su aplicabilidad, así como sus ventajas o desventajas respecto a otros procedimientos, permanencen ocultos en gran medida para una parte importante de la comunidad técnica.

El *Método de la tensión reducida* asume una distribución lineal de tensiones hasta alcanzar la tensión límite del panel que primero abolla, momento en que se considera que se ha

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



alcanzado la capacidad última de la sección. La sección transversal analizada puede considerarse como *Clase 3*, sin ninguna reducción de sus propiedades mecánicas y sin que se produzca ninguna redistribución de tensiones entre los elementos que la forman, lo que hace que su capacidad última se encuentre gobernada por el elemento menos resistente de la sección.

Puesto que el método no tiene en cuenta ninguna posible redistribución de tensiones entre los diferentes elementos que componen la sección transversal, la parte más débil de la sección será la que gobierne la resistencia de la sección completa, lo cual podría conducir a diferencias significativas cuando sus resultados se comparan con los proporcionados por el *Método de la sección eficaz* en aquellos casos en que resulta aplicable.

La interacción de los diferentes tipos de tensiones actuantes en la sección se basa en el criterio de plastificación de von Mises, como se muestra en la Ecuación 4, teniendo en cuenta la reducción del límite elástico del acero:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_{x\cdot fy}/\gamma_{M1}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_{z\cdot fy}/\gamma_{M1}}\right)^2-\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_{x\cdot fy}/\gamma_{M1}}\right)\cdot\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_{z\cdot fy}/\gamma_{M1}}\right)+3\cdot\left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_{w\cdot fy}/\gamma_{M1}}\right)^2\leq 1 \qquad (4)$$

donde $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y $\tau_{Ed}$ son las tensiones solicitantes, $f_y$ el límite elástico del acero, $\rho_x$, $\rho_z$ y $\chi_w$ los factores de reducción de la resistencia y $\gamma_{M1}$ un coeficiente de seguridad parcial. En contraste con el *Método de la sección eficaz*, donde se emplea una esbeltez diferente para la determinación de cada uno de los coeficientes de reducción, en el *Método de la tensión reducida* todos los factores de reducción de la resistencia son calculados con una única esbeltez para el panel, la llamada *esbeltez global*, dada por la Ecuación 5:

$$\overline{\lambda_p}=\sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}=\sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{eq,cr}}} \qquad (5)$$

donde $\alpha_{ult,k}$ es el factor de amplificación de las tensiones solicitantes para que éstas alcancen el valor característico de la resistencia, $\alpha_{cr}$ es el factor de amplificación de la carga para alcanzar la carga crítica mínima de abolladura del panel y $\sigma_{eq,cr}$ la tensión crítica elástica equivalente de abolladura. Ambos multiplicadores pueden ser determinados mediante métodos numéricos, como por ejemplo, mediante el empleo del programa informático *EBPlate* [9], por medio de métodos manuales o recurriendo a la literatura especializada.

Expresado de una forma más simple, como se indica en la segunda parte de la Ecuación 5, la *esbeltez global* se establece como la relación entre el límite elástico y la tensión crítica elástica equivalente de abolladura, por lo que la aplicación del método resulta más sencilla cuando esta última puede ser determinada en un único paso a través de análisis numéricos. Puesto que el resultado de un análisis lineal de bifurcación es normalmente un factor de amplificación y no una tensión, el método ha introducido el factor $\alpha_{cr}$ por simplicidad. El capítulo 10 de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] proporciona un procedimiento de cálculo manual para determinar este factor, aunque resulta bastante tedioso.

La determinación de la *esbeltez global* en el caso de placas no rigidizadas significa, normalmente, la realización de un único cálculo para el campo completo de tensiones. Sin embargo, para el caso de placas rigidizadas, se requieren al menos dos cálculos separados que tengan en cuenta la posible abolladura local de los subpaneles y la abolladura global del panel rigidizado.

Una vez determinada la *esbeltez global*, los coeficientes de reducción pueden determinarse bien a través de los capítulos 4 y 5, como en el caso del *Método de la sección eficaz*, o mediante la aplicación de las *curvas de abolladura generalizadas*, recogidas en el Anejo B de la norma EN 1993-1-5:2006 [1]. En ambos casos el valor de la esbeltez de referencia viene dado por la Ecuación 5, y deberá ser tenida en cuenta la interpolación entre los comportamientos como placa y como soporte cuando este último sea relevante. La elección de los factores de reducción entre los capítulos 4 y 5 o el Anejo B resulta de la máxima importancia para la obtención de resultados adecuados, como se verá posteriormente.

El capítulo 10 de la norma propone un procedimiento de verificación alternativo recogido en la Ecuación 6. Este procedimiento, coincidente con el descrito anteriormente, se basa en la consideración del valor mínimo de los coeficientes de reducción obtenidos, lo cual simplifica el proceso de cálculo. Podría ser considerado como un procedimiento adecuado para la realización de un predimensionamiento o para efectuar análisis preliminares, pero resulta excesivamente conservador para el diseño final de una sección cuando se encuentran presentes diferentes tipos de tensiones:

$$\sigma_{eq,Ed}\leq\rho_{\min}\cdot f_{yd} \qquad (6)$$

donde $\sigma_{eq,Ed}$ es la tensión equivalente de diseño, $\rho_{min}$ es el valor mínimo de todos los factores de reducción y $f_{yd}$ el límite elástico de diseño.

### *4.1. El programa* EBPlate

Con el fin de facilitar la aplicación del *Método de la tensión reducida*, el CTICM, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, ha desarrollado un programa informático gratuito denominado *EBPlate* [9], en el marco de un proyecto de investigación financiado por el RFCS (Research Fund for Coal and Steel). Este programa informático (fig. 3) proporciona las tensiones críticas de abolladura de placas rectangulares con diversas condiciones de contorno, posibilitando la eliminación de los modos de abolladura locales de las chapas y permitiendo el empleo no sólo de rigidizadores de sección abierta sino de rigidizadores cerrados.

El programa *EBPlate* [9] ha sido diseñado para calcular los parámetros críticos de abolladura de una placa plana rectangular sometida a cargas en su propio plano. Permite el tratamiento de placas isótropas u ortótropas, de espesor uniforme y geometría rectangular, así como la consideración de diferentes condiciones de apoyo en su contorno y la presencia de rigidizadores de tipo abierto o cerrado, pudiendo emplearse patrones de tensiones complejos, incluyendo, incluso, cargas de tipo "patch loading".

A partir del campo de tensiones definido, el programa determina el factor crítico mínimo a aplicar al conjunto de tensiones actuantes en la placa para alcanzar la inestabilidad por abolladura elástica. Permite, igualmente, la determinación de todos los modos de abolladura elástica y su factor crítico asociado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



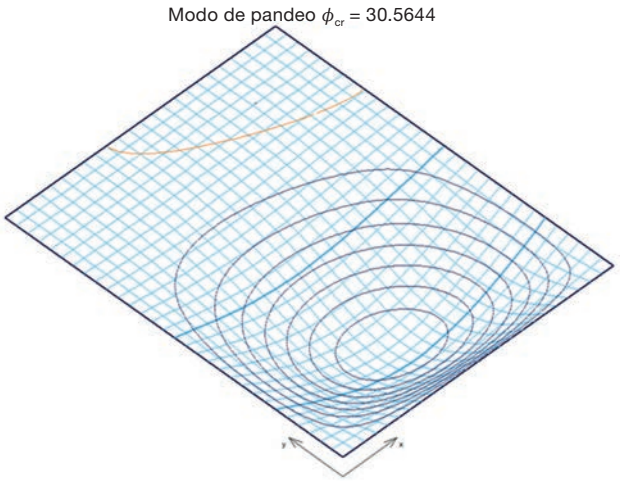



Figura 3. Análisis de un panel con el programa EBPlate.

Las tensiones críticas calculadas por el programa corresponden a la teoría de abolladura lineal elástica de placas idealmente perfectas. Sus valores son adecuados para facilitar los cálculos precisos en el *Método de la tensión reducida*, como ocurre, por ejemplo, en la determinación de la esbeltez global dada por la Ecuación 5.

### *4.2. Elección de los factores de reducción*

De acuerdo con el contenido del capítulo 10 de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] los factores de reducción aplicables podrían ser determinados a partir de los capítulos 4 y 5 ó, alternativamente, a partir del Anejo B. Los capítulos 4 y 5 se refieren a las tensiones normales y a las tensiones tangenciales, dejando un vacío en cuanto al tratamiento de las tensiones transversales, para las cuales no resulta de aplicación el capítulo 6 debido a la inconsistencia existente entre la definición de la esbeltez empleada en dicho apartado y la aplicable al método. Mientras que los capítulos 4 y 5 tratan de utilizar tanta reserva post-crítica como sea posible, el Anejo B proporciona una serie de curvas basadas en un formato generalizado que no tienen en cuenta ninguna reserva post-crítica a favor, simplemente, de la sencillez que aporta un número reducido de curvas de abolladura. En todos aquellos casos en que se encuentran presentes tensiones normales, longitudinales o transversales, deberá ser considerado el comportamiento de la placa como soporte cuando éste sea relevante.

Como se ha establecido anteriormente, la actual redacción de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] no proporciona ningún criterio para el tratamiento de las tensiones transversales, lo que, en la práctica, obliga al empleo del Anejo B para todo el campo de tensiones, despreciando así cualquier posibilidad de aprovechamiento de las reservas post-críticas consideradas en los capítulos 4 y 5 para las tensiones normales y tangenciales. Para poder solucionar este problema, algunos autores [4,7] proponen el empleo de los capítulos 4 y 5 para obtener los coeficientes de reducción correspondientes a las tensiones normales y tangenciales, respectivamente, y la aplicación del Anejo B únicamente al caso de las tensiones transversales, como se indica en la tabla 1, teniendo en cuenta en cualquier caso el comportamiento de la placa como soporte cuando sea relevante.

Tabla 1
Determinación de los factores de reducción en el capítulo 10

| Tipo de tensión | Factor de reducción |
|---|---|
| Tensión longitudinal | De acuerdo con el capítulo 4.5.4(1) |
| Tensión tangencial | De acuerdo con el capítulo 5.3(1) |
| Tensión transversal | De acuerdo con el Anejo B, B.1(3) |

### *4.3. Comportamiento como soporte bajo tensiones transversales*

Para la evaluación de los coeficientes de reducción correspondientes a las tensiones normales o transversales es preciso analizar el comportamiento del panel como placa y como soporte, obteniéndose las tensiones críticas elásticas en ambos casos y procediendo posteriormente a establecer una relación entre ellas, determinando el coeficiente de reducción aplicable. Aunque dicho procedimiento se encuentra bien establecido en el caso de las tensiones normales, el contenido del capítulo 4 no es aplicable directamente al caso de las tensiones transversales, y como se ha demostrado en el programa *COMBRI* [4], podría conducir a errores del lado de la inseguridad. La norma EN 1993-1-5:2006 [1] en su versión actual no proporciona ninguna guía al respecto, y en el caso del comportamiento como soporte, la aproximación habitual de recurrir a una distribución de tensiones variable longitudinalmente y considerar el panel como un soporte biarticulado no se encuentra justificada, infraestimando el valor de la tensión crítica, $\sigma_{cr,c}$. Esta circunstancia conduce a sobreestimar la relación entre las tensiones críticas como placa y como soporte, $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$, y como se muestra en la Ecuación 7, el parámetro $\xi$. Puesto que cuando el parámetro $\xi$ es mayor que uno el comportamiento como soporte no necesita ser considerado, la situación descrita conduce a que el comportamiento del panel bajo tensiones transversales no sea evaluado correctamente. La desviación producida será tanto mayor cuanto menor sea la longitud de reparto de la carga aplicada.

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \tag{7}$$

El proyecto *COMBRI* [4] ha demostrado que la ecuación de interpolación incluida en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] no resulta aplicable para el caso de las tensiones transversales, y que incluso el cociente $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ debería ser 2,7 en lugar de 2,0 para poder despreciar el comportamiento como soporte. Aunque el capítulo 10 no proporciona ninguna indicación al respecto, la única solución aplicable actualmente, ante la ausencia de formulaciones específicas, es recurrir a la obtención de ambas tensiones críticas, como placa y como soporte, mediante el empleo de modelos de elementos finitos que representen adecuadamente la geometría y las condiciones de contorno del panel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



### *4.4. Modificación de la fórmula de interacción*

De forma diferente a como se plantea el método de la tensión reducida en las recomendaciones alemanas DASt-Ri 012 [11] y en la norma DIN 18800-3 [12], considerando una esbeltez diferente para cada tipo de tensión, la norma EN 1993-1-5:2006 [1] introduce una única esbeltez para todo el campo de tensiones. Este hecho, aunque ofrece importantes ventajas al permitir determinar el factor de carga crítica elástica en un único paso para todo el campo de tensiones, no es capaz de representar adecuadamente el comportamiento de paneles comprimidos biaxialmente, como se muestra en las referencias [13,14]. Para corregir este hecho, las referencias citadas proponen modificar el actual criterio de interacción, basado en el criterio de plastificación de von Mises, de acuerdo con la Ecuación 8:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\sigma_{z,Rd}}\right)^2-V.\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\sigma_{z,Rd}}\right)+3.\left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}}\right)^2\leq 1 \qquad (8)$$

donde:

| | |
|---|---|
| $\sigma_{Ed,}\,\tau_{Ed}$ | tensiones solicitantes |
| $\sigma_{x,Rd}=\rho_x\cdot f_{yd}$ | valor resistente de la tensión normal |
| $\sigma_{z,Rd}=\rho_z\cdot f_{yd}$ | valor resistente de la tensión transversal |
| $\tau_{Rd}=\chi_w\cdot f_{yd}$ | valor resistente de la tensión tangencial |
| $V=\rho_x\cdot\rho_z$ | cuando ambas tensiones normales son de compresión. $V=1$ en caso contrario |

## 5. El mecanismo resistente del "patch loading"

Se conoce como "patch loading" al conjunto de efectos provocados por la presencia de cargas concentradas actuando transversalmente a la directriz de la estructura, a través de una o de ambas alas. Tales cargas aparecen en multitud de aplicaciones estructurales, y cuando dichas cargas son móviles espacialmente, como ocurre en una viga carril o en un puente empujado (fig. 4), deben ser resistidas por el alma únicamente, sin la ayuda de los rigidizadores transversales. El colapso de los elementos estructurales sometidos a este tipo de cargas puede producirse por plastificación del alma, por abolladura global del alma o por abolladura local bajo la carga, dependiendo de su esbeltez. Aunque dichos modos de fallo se encuentran perfectamente identificados no resulta posible establecer una separación entre los mismos, por lo que su tratamiento individualizado no resulta viable.

Tradicionalmente el análisis de los efectos debidos a este tipo de acciones ha empleado dos comprobaciones independientes: una, para la posible plastificación del alma, y otra, para el análisis de su posible abolladura. En el capítulo 6 de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] estas verificaciones se llevan a cabo en una única comprobación basada en los trabajos de Lagerqvist y en las posteriores aportaciones de Graciano [6,7] para vigas rigidizadas longitudinalmente, introduciendo algunas simplificaciones respecto a sus trabajos originales. Para el desarrollo de su modelo resistente ambos trabajos consideran un mecanismo que involucra la formación de cuatro rótulas plásticas en el ala cargada, la cual posee una adecuada restricción lateral y torsional. Este hecho necesita ser tenido en cuenta, por ejemplo, en el diseño de los aparatos de apoyo empleados durante el empuje de un puente.

El formato de verificación establecido en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] sigue el método general adoptado para la evaluación de la resistencia última de una sección cuando se encuentran presentes los fenómenos de inestabilidad, es decir, la resistencia plástica se reduce dependiendo de la esbeltez de la placa $\overline{\lambda}$ y del correspondiente factor de reducción $\chi_F$. Así, la



Figura 4. Carga tipo "patch loading" durante el empuje de un puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



resistencia última a las cargas transversales $F_{Rd}$ vendrá dada por la Ecuación 9:

$$F_{Rd} = \chi_F \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}} = \chi_F \cdot \frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1}} \quad (9)$$

donde $\chi_F$ es el factor de reducción, $l_y$ es la longitud eficaz plástica, $t_w$ es el espesor del alma, $f_{yw}$ es el límite elástico del alma y $\gamma_{M1}$ un coeficiente de seguridad parcial. El factor de reducción viene dado por la Ecuación 10:

$$\chi_f = \frac{0{,}5}{\overline{\lambda}} \leq 1 \quad (10)$$

y la esbeltez de la placa $\overline{\lambda}$ vendrá dada por la Ecuación 11:

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (11)$$

donde $F_y$ es la carga de plastificación y $F_{cr}$ la carga crítica elástica.

### *5.1. Modelos de "patch loading"*

Aunque la versión actual de las reglas contenidas en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] aplicadas al fenómeno del "patch loading" conducen a resultados del lado de la seguridad, éstos no resultan satisfactorios, dando lugar en algunas ocasiones a soluciones poco económicas. La formulación actual de este fenómeno se encuentra cuestionada debido al contenido de las últimas tesis doctorales publicadas sobre el tema [15-18]. Estas contribuciones proponen la necesidad de modificar la resistencia plástica del alma, $F_y$, tal y como aparece deducida actualmente en el capítulo 6 de la norma. De acuerdo con estas investigaciones, la definición actual de la resistencia plástica del alma conduce en ciertos casos a la sobreestimación de la capacidad última, como ocurre en las vigas híbridas, mientras que resulta ligeramente infravalorada con almas de esbeltez elevada. En todas las situaciones citadas se concluye que la formulación actual del parámetro $l_y$, correspondiente a la longitud plástica de reparto de la carga, se encuentra sobreestimada, lo que conduce a valores excesivamente elevados de la resistencia plástica del alma.

Davaine [15] ha enfocado su investigación en las vigas rigidizadas longitudinalmente mediante el empleo de un único rigidizador formado por una chapa plana. El propósito de sus estudios se dirige al análisis de vigas reales, con proporciones similares a las empleadas en el caso de puentes empujados, distintas a las empleadas en los ensayos de laboratorio. Sus conclusiones demuestran que la formulación adoptada en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] resulta conservadora, proponiendo la modificación de los valores actuales de $l_y$ para obtener un valor de la capacidad plástica más ajustado a la realidad. Igualmente propone la modificación del valor de la carga crítica elástica de las almas rigidizadas longitudinalmente que, como se verá posteriormente, no responde al fenómeno real. Para la obtención del factor de reducción, Davaine recurre a la formulación del Anejo B de la norma, el cual recoge la formulación desarrollada por Müller [4]. Los trabajos desarrollados por Gozzi [16] y Clarin [17] retoman el modelo actual, incidiendo de nuevo en el valor de $l_y$ adoptado, y adaptando sus resultados al caso de vigas no rigidizadas [16] y vigas rigidizadas longitudinalmente [17]. Finalmente Chacón [18] ha tratado el caso de vigas híbridas y homogéneas, considerando el efecto de la rigidización transversal en el problema, incluso con distancias menores que la de reparto rígido de la carga.

Las conclusiones derivadas de estos trabajos ponen de manifiesto que el método actual conduce a valores muy elevados de la capacidad plástica del alma, por lo que se proponen nuevas expresiones para el parámetro $l_y$. Esta circunstancia, conjuntamente con el tratamiento de la carga crítica elástica del alma, hacen que sea preciso llevar a cabo una nueva calibración del método, proponiendo para la obtención del factor de reducción la adopción de la formulación desarrollada por Müller [4], recogida en el Anejo B de la norma EN 1993-1-5:2006 [1].

### *5.2. Rigidizadores longitudinales*

Es bien sabido que la presencia de la rigidización longitudinal produce una mejora sensible en la capacidad de las almas sometidas a los efectos de las cargas transversales. La redacción actual de la norma considera únicamente el efecto del rigidizador longitudinal más cercano al ala cargada, despreciando la posible colaboración del resto de los rigidizadores presentes debido a su menor influencia. Esta colaboración, además, se encuentra limitada en el texto actual, respetando así la aproximación proporcionada por los trabajos de Graciano [6,7], de acuerdo con los cuales un aumento de la distancia del rigidizador al ala cargada conduce a un incremento de la capacidad del alma. Este hecho se encuentra en clara contradicción con los valores deducidos de las investigaciones numéricas y experimentales, por lo que se ha añadido una limitación al valor máximo de la distancia del rigidizador al ala cargada. Ello se debe a que el modelo incluido en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] determina la capacidad del alma basándose en el primer modo de abolladura del panel de mayor canto, más alejado del ala cargada. En consecuencia, si en este modelo el rigidizador longitudinal se aleja del ala, el canto del panel no cargado directamente disminuye, incrementando el valor de su carga crítica y aumentando la capacidad última del alma, lo que resulta contradictorio con el hecho de que el alma se encuentra en peores condiciones de rigidización frente al fenómeno de "patch loading", puesto que el panel más cercano a la carga posee un mayor canto y, en consecuencia, una mayor esbeltez.

Para resolver la contradicción del modelo contenido en las actuales reglas de la norma EN 1993-1-5:2006 [1], Davaine [15] efectúa una nueva propuesta para el cálculo de la carga crítica del alma, $F_{cr}$, que, como se recoge en las conclusiones del programa *COMBRI* [4], conduce a la obtención de resultados más acordes con los deducidos de los estudios numéricos y experimentales. Otro de los trabajos recientes desarrollado por Clarin [17] propone simplemente adoptar como valor de la carga crítica del alma el menor de los valores de las cargas críticas correspondientes a cada uno de los dos paneles.

Otro de los aspectos actualmente no considerado de forma explícita, y que merece atención, es la diferenciación en el empleo de rigidizadores abiertos o cerrados, con la consideración expresa del efecto beneficioso provocado por la elevada rigidez torsional de los rigidizadores cerrados en el comportamiento de las almas frente a los efectos del "patch loading".

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



### 5.3. Interacción con el cortante

La versión actual de la norma EN 1993-1-5:2006 [1] no considera en su Sección 7 ningún tipo de interacción entre las cargas transversales ("patch loading") y el cortante. Una revisión de la literatura técnica muestra en todos los casos una división de ambas cargas combinadas en dos estados diferentes, como se muestra en la figura 5: un primer estado, denominado *"patch loading puro"*, en el que se establece el equilibrio entre la carga transversal y el cortante correspondiente a la misma, y un segundo estado, el de *"cortante puro"*. Al efectuar esta descomposición puede verse que la influencia de las tensiones tangenciales provocadas por la carga transversal se encuentra ya incluida en el modelo resistente correspondiente al "patch loading", aunque no ocurre lo mismo con el cortante. Por esta razón, las referencias [4,13,14] proponen la inclusión de la fórmula de interacción mostrada en la Ecuación 12:

$$\left[\eta_3 \cdot \left(1-\frac{F_{Ed}}{2 \cdot V_{Ed}}\right)\right]^{1,6} + \eta_2 \leq 1 \qquad (12)$$

donde $\eta_2$ representa el coeficiente de utilización de la carga transversal $F_{Ed}$ y $\eta_3$ el coeficiente de utilización del cortante $V_{Ed}$.

La situación cubierta por la Ecuación 12 tiene lugar, por ejemplo, durante el empuje del tablero de un puente, como se muestra en la figura 6. Mientras que en el momento de llegada a pila la situación de las cargas transversales y del cortante se aproxima en gran medida al estado de *"patch loading puro"*, en el momento de apoyo el cortante del vano se aproxima prácticamente al valor de la carga transversal, lo que conduce a una situación asimétrica de "patch loading" y, por tanto, a que la interacción entre ambos esfuerzos resulte relevante. Aunque para la sección transversal suele resultar decisiva, en general, la condición de interacción entre el momento flector y la carga transversal, la formulación propuesta resuelve una situación para la que hasta el momento no existe ningún criterio en la norma EN 1993-1-5:2006 [1] y que podría tener influencia en algunos casos.

### 5.4. Comportamiento reversible

Todos los modelos considerados para el análisis del fenómeno de "patch loading" tratan de evaluar la capacidad última del alma mediante el desarrollo de mecanismos resistentes que dan lugar a la formación de rótulas plásticas en el ala cargada. Sin embargo, en elementos estructurales sometidos a la actuación repetitiva de este tipo de acciones, como es el caso de una viga

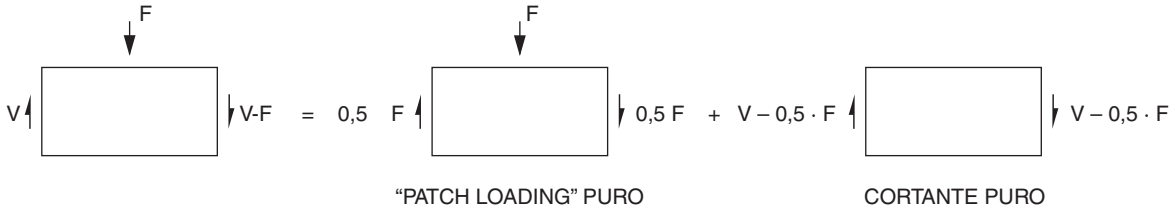



Figura 5. Descomposición del efecto de la carga transversal y del cortante.

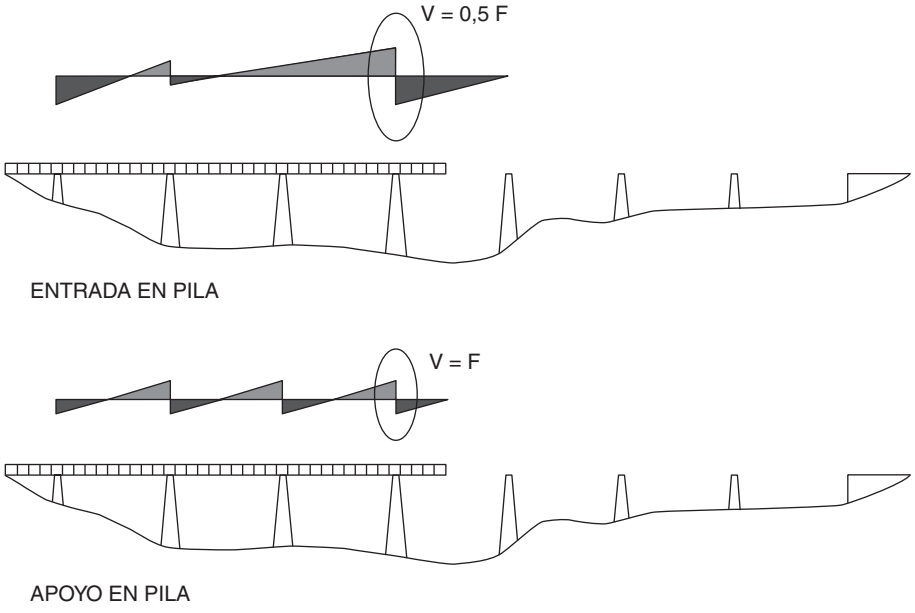



Figura 6. Carga transversal y cortante en situaciones de empuje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



carril o de un puente empujado, parece necesario establecer un cierto límite al valor de esta carga que asegure que no se produce el desarrollo de este mecanismo y que permita el paso de una nueva carga sin la presencia de deformaciones plásticas permanentes. Hasta el momento no existe una formulación aplicable a este caso, debiendo recurrirse por parte del proyectista al establecimiento de limitaciones en el nivel tensional existente. Gozzi [17] propone la aplicación del criterio recogido en la Ecuación 13 para evitar este problema:

$$F_{ELS} \leq (0{,}05 + 0{,}44 \cdot \overline{\lambda}) \cdot F_R \qquad (13)$$

donde $F_{ELS}$ es el valor de la carga que permite un comportamiento reversible de la estructura, $F_R$ es el valor característico de la resistencia del alma en Estado Límite Último y $\overline{\lambda}$ es la esbeltez de la placa.

## 6. La aplicación del método de los elementos finitos

Debido a la amplia difusión de este método de análisis en todo tipo de labores de diseño (fig. 7), así como a la disponibilidad de programas informáticos accesibles para dichas actividades y no únicamente para trabajos de investigación, la norma EN 1993-1-5:2006 [1] considera su empleo como un procedimiento alternativo a los *Métodos de la sección eficaz* y de la *tensión reducida* para las comprobaciones relativas a las posibles inestabilidades en secciones esbeltas, incluyendo en el Anejo C una serie de recomendaciones que permitan homologar sus resultados a aquellos derivados de los métodos anteriormente expuestos. Así, las posibilidades de análisis que permite este método son las siguientes [6,7,19]:

- *Análisis lineal elástico de primer orden,* donde la estructura es analizada a través de su geometría teórica, sin la consideración de ningún tipo de imperfección y contemplando un comportamiento elástico del acero. Su aplicación resulta adecuada, por ejemplo, para el análisis de la resistencia elástica o para la determinación de los efectos del "shear lag".
- *Análisis plástico lineal de primer orden.* Similar al caso anterior, pero considerando el comportamiento real del acero a través de las diferentes leyes tensión-deformación disponibles. Este tipo de análisis podría resultar adecuado para la determinación de la resistencia plástica en Estado Límite Último.
- *Obtención de los modos críticos de abolladura de la estructura.* La estructura se analiza en este caso mediante el empleo de su geometría teórica, sin la consideración de imperfecciones y contemplando un comportamiento elástico del acero. Este tipo de análisis resulta de gran utilidad en el caso de geometrías complejas, donde las soluciones no se encuentran disponibles en la normativa o en la literatura técnica.
- *Análisis lineal elástico de segundo orden.* El modelo estructural debería considerar la presencia de las imperfecciones geométricas iniciales, un comportamiento elástico del acero y el efecto de las deformaciones en los diferentes pasos del análisis. Podría resultar adecuado para la determinación de la resistencia elástica frente a los fenómenos de abolladura.

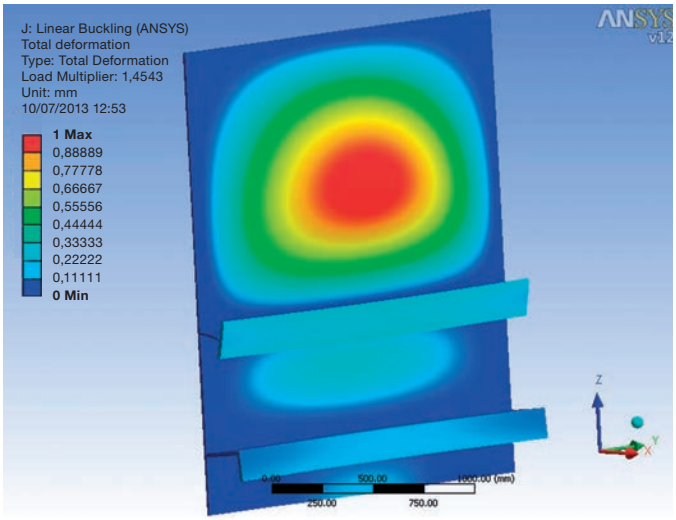



Figura 7. Determinación del modo de abolladura mediante el *Método de los Elementos Finitos*.

- *Análisis no lineal.* Es el caso más general del análisis mediante el *Método de los Elementos Finitos*. El modelo considerado deberá incorporar las imperfecciones geométricas iniciales y la presencia de las tensiones residuales, contemplando un comportamiento real del acero a través de las leyes tensión – deformación disponibles. El análisis se realiza paso a paso, como en el caso de un análisis de segundo orden. Su aplicación podría encontrarse en la determinación de la capacidad resistente en Estado Límite Ultimo.

El contenido del Anejo C debería ser visto como un primer intento de introducir en una norma el diseño mediante procedimientos de análisis no lineal empleando el *Método de los Elementos Finitos*, tratando de lograr que los resultados proporcionados por este procedimiento sean comparables (y con el mismo nivel de fiabilidad) con aquéllos que se deducen del empleo de la formulación contenida en la norma. Por lo tanto, el contenido de este Anejo debería ser considerado como una guía que siempre tendrá ser complementada por el buen juicio y la experiencia del proyectista.

## 7. Conclusiones

El análisis de los fenómenos de inestabilidad en placas esbeltas solicitadas en su plano es uno de los aspectos de mayor importancia en el diseño de las actuales estructuras metálicas o mixtas, en las que la búsqueda permanente de soluciones más ligeras y económicas conduce a diseños de gran esbeltez, más propensos a la aparición de este tipo de fenómenos. Estos aspectos se encuentran tratados dentro del marco normativo proporcionado por los Eurocódigos estructurales en la norma EN 1993-1-5:2006 [1], una de las más avanzadas en el análisis de los posibles fenómenos de inestabilidad en los elementos estructurales conocidos como *"placas planas esbeltas*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



*cargadas en su plano"*. Sin embargo, el tiempo transcurrido desde su publicación, su uso y el avance producido en el conocimiento teórico de dichos fenómenos han revelado un conjunto de carencias y falta de adecuación a los diseños actuales, lo que plantea la necesidad de su revisión para incorporar los nuevos progresos en este campo.

El presente artículo presenta una revisión de los aspectos que, en opinión de sus autores, precisan ser clarificados o modificados, incorporando, cuando ello resulta posible, las opciones que el actual estado del conocimiento aporta para que dicha norma siga siendo una herramienta útil para todos aquellos técnicos involucrados en el diseño de estructuras metálicas o mixtas con presencia de elementos esbeltos.

## Bibliografía


[1] EN 1993-1-5:2006. Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. Bruselas: CEN; 2006.

[2] COMBRI. Design manual. Part I: Application of Eurocode rules. 1.ª ed. Research Fund for Coal and Steel. European Commission; 2008. 273 p.

[3] COMBRI. Design manual. Part II: State-of-the-art and conceptual design of steel and composite bridges. 1.ª ed. Research Fund for Coal and Steel. European Commission; 2008. 121 p.

[4] COMBRI. Valorisation of knowledge for competitive steel and composite bridges. Final report. Luxemburgo: Research Fund for Coal and Steel. European Commission; 2010. 51 p.

[5] EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruselas: CEN; 2005.

[6] Johansson B, Maquoi R, Sedlacek G, Müller C, Beg D. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". 1.ª ed. Luxemburgo: JRC – ECCS; 2007. 226 p.

[7] Beg D, Kuhlmann U, Davaine L, Braun B. Design of plated structures. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: Design of plated structures. ECCS Eurocode Design Manuals. 1.ª ed. Berlín: Ernst & Sohn; 2010. 271 p.

[8] Dubas P, Gehri E. Behaviour and design of steel plated structures. 1.ª ed. Zúrich: ECCS - CECM - EKS; 1986. 247 p.

[9] EBPlate v 2.01. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM). Disponible en: www.cticm.com

[10] Murray NW. Introduction to the theory of thin-walled structures. 1.ª ed. Nueva York: Clarendon Press – Oxford; 1986. 447 p.

[11] DASt- Ri 012. Beulsicherheitsnachweise für Platten. Colonia: Deutscher Ausschuß für Stahlbau; 1978.

[12] DIN 18800 Teil 3. Stahlbauten. Stabilitätsfälle, Plattenbeulen. Berlín: Deutsches Institut für Normung; 1990.

[13] Braun B. Stability of steel plates under combined loading. Doctoral thesis. Stuttgart: Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart; 2010. 226 p.

[14] Braun B, Kuhlmann U. Reduced stress design of plates under biaxial compression. Steel Construction. 2012;1:33-40.

[15] Davaine L. Formulation de la résistance au lancement d'une âme métallique de pont raidie longitudinalement. Doctoral thesis. Rennes: Institute National des Sciences Appliquées de Rennes; 2005. 270 p.

[16] Gozzi J. Patch loading resistance of plated girders. Ultimate and serviceability limit state. Doctoral thesis. Lulea: Lulea University of Technology; 2007. 176 p.

[17] Clarin M. Plate buckling resistance. Patch loading of longitudinally stiffened webs and local buckling. Doctoral thesis. Lulea: Lulea University of Technology; 2007. 179 p.

[18] Chacón R. Resistance of transversally stiffened hybrid steel plate girders to concentrated loads. Doctoral thesis. Barcelona: UPC; 2009. 221 p.

[19] Kindmann R, Kraus M. Steel structures design using FEM. 1.ª ed. Berlín: Wilhelm Ernst & Sohn; 2011. 540 p.


Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):97-111

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

# Modelos de transferencia del pretensado: análisis comparativo

## *Prestress transfer models: comparative analysis*

Jorge Rueda Contreras[a,*] y Enrique González Valle[b]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, INTEMAC, Madrid, España*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Ex-profesor de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España*

Recibido el 20 de julio de 2013; aceptado el 16 de febrero de 2014

**Resumen**

El presente artículo analiza diferentes formulaciones de la longitud de transmisión y el desarrollo del pretensado. Conocer la longitud de transmisión es especialmente importante para conocer el comportamiento de la pieza frente a esfuerzo cortante y frente a las tensiones de tracción que aparecen en la zona de transferencia, especialmente en el caso de piezas sin armadura transversal. El desarrollo del pretensado influye notablemente en ambos casos. Únicamente el Eurocódigo 2, entre las Normas y Códigos de referencia, incluye en su articulado la posibilidad de contemplar modos de desarrollo del pretensado diferentes al lineal, siendo necesario justificar y adaptar coherentemente la longitud de transmisión a dichos desarrollos, para lo que este artículo propone una metodología.

*Palabras clave:* Hormigón pretensado; Longitud de transmisión; Transferencia del pretensado; Desarrollo del pertensado; Tensión de adherencia

**Abstract**

This paper analyzes several transmission length equations and build-up of prestress equations. To know the transmission length is particularly important to determine the behaviour of the member under shear force and under the tensile stress that appears at transfer zone, and especially in the case of members with no transverse reinforcement. Build-up of prestress takes part in both situations. Among the reference codes and standards, only Eurocode 2 has an article about non- linear build-up of prestress: alternative build-up of prestress may be assumed if justified, and if the transmission length is modified accordingly. This paper proposes a procedure in response to the requirements of the Eurocode.

*Keywords:* Prestressed concrete; Transmission length; Prestress transfer; Build-up of prestress; Bond stress

## 1. Introducción

En una pieza pretensada mediante armadura pretesa adherente, la longitud de transmisión ($L_t$) es la longitud comprendida entre el extremo libre de la pieza y el punto en el que se ha transferido por adherencia la totalidad de la fuerza de pretensado introducida en dicha armadura.

Conocer esta longitud es de vital importancia en el diseño de las piezas. Valores reducidos mejorarán la capacidad resistente frente a esfuerzo cortante, gracias al efecto beneficioso de las compresiones introducidas en la sección por el pretensado, en las secciones extremas de la pieza, donde usualmente son mayores los esfuerzos cortantes solicitantes. Simultáneamente, reducir la longitud de transmisión lleva asociado el aumento del valor alcanzado por las tensiones de tracción producidas en la zona de transferencia: exfoliación ("spalling"), estallido ("bursting") y hendimiento ("splitting"). Tanto el efecto sobre el cortante como sobre las tensiones transversales de tracción, cobran especial relevancia en el caso de piezas sin armadura transversal.

No sólo es importante la longitud de transmisión sino el modo en que se produce la transferencia. Existen dos posibilidades extremas de desarrollo del pretensado a lo largo de la longitud de transmisión: uno lineal y uno parabólico (fig. 1). Con el primero, la fuerza de pretensado se transfiere de una forma uniforme, y con el último, lineal decreciente. Esto implica que en una sección de pieza pretensada dada, interior a la zona de transferencia, se haya transferido una proporción mayor de la fuerza de pretensado en el modo de desarrollo parabólico que en el lineal, con efectos semejantes sobre las capacidades resistentes a los indicados anteriormente para la longitud de transmisión [1].

* Autor para correspondencia.
*Correo electrónico:* jrueda@intemac.es (J. Rueda Contreras).

0439-5689 © 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



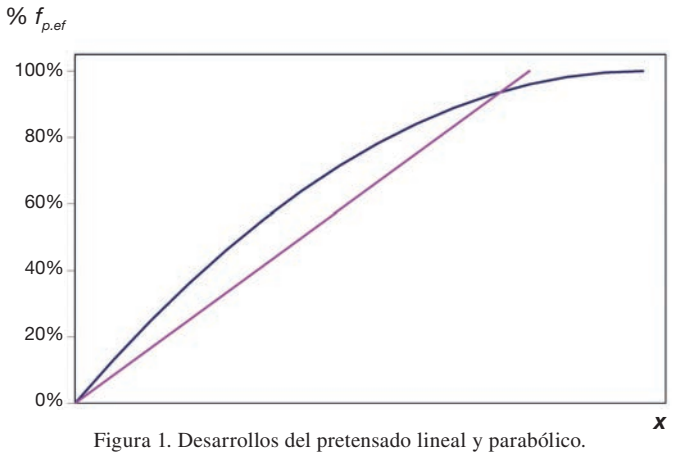



Figura 1. Desarrollos del pretensado lineal y parabólico.

## 2. La adherencia durante la transferencia del pretensado

Respecto a la adherencia entre la armadura pretesa y el hormigón, tradicionalmente se ha considerado que depende de tres factores, que según la situación de adherencia en que nos encontremos, influirán o no simultáneamente: adhesión entre el acero y el hormigón, rozamiento entre ambos (favorecido por el efecto Hoyer o Poisson) y resistencia mecánica, debido a los resaltos [2]. Otro factor importante a considerar en la adherencia es el deslizamiento relativo del acero respecto al hormigón: una vez transferido el pretensado, en los extremos de la pieza se produce el deslizamiento del acero respecto al hormigón que lo rodea, a lo largo de la zona de transferencia. Cuando, mediante adherencia, se ha trasferido la totalidad de la fuerza de pretensado, ya no hay deslizamiento relativo entre acero y hormigón, produciéndose compatibilidad de deformaciones entre ambos [3].

En el caso de los cordones, Den Uijl defiende [4] como fuente principal de adherencia el rozamiento. Además, destaca la importancia en el rozamiento de las tensiones radiales de compresión requeridas para desarrollar la fuerza de rozamiento, las cuales son la respuesta del hormigón que rodea el acero a diferentes interacciones:

- "Lack of fit": Después del deslizamiento y la consiguiente rotura de la adhesión, partículas de cemento se pegan entre el cordón y el hormigón. La consecuente sección transversal del cordón no es completamente congruente, lo que causa un efecto cuña con el movimiento relativo.
- Efecto Poisson: al reducirse la tensión inicial del cordón, aumenta su sección transversal.
- "Pitch effect": Los cambios de tensión producen un incremento de la tensión de contacto entre el hormigón y el cordón, debido a la forma helicoidal de los alambres que componen el cordón [4] (efecto similar al producido en una polea). Así, cualquier cambio de tensión, sea un aumento o un descenso de la misma, produciría un aumento de la adherencia [5].

Otros autores [6] destacan la colaboración de la resistencia mecánica en el caso de los alambres grafilados.

Desde el punto de vista analítico, son varias las soluciones propuestas para la adherencia. Muchas expresiones para la longitud de transmisión contenidas en los códigos y normas llevan implícita en su formulación la consideración de la adherencia a lo largo de la zona de transferencia constante.

Así, en [4] se explica cómo las tensiones radiales y tangenciales alcanzan pronto la resistencia a tracción, produciendo microfisuración y, por tanto, un comportamiento no lineal del hormigón. Los resultados de los modelos numéricos muestran que dicho comportamiento no lineal justifica que la distribución de tensiones de adherencia a lo largo de la longitud de transmisión tienda a ser uniforme.

Otros autores [7], proponen un modelo basado en el rozamiento coulombiano con un término constante, $\tau_{cte}$, que englobe los efectos de la adhesión y la resistencia mecánica, del tipo siguiente:

$$\tau(x) = \tau_{cte} + \mu \cdot \sigma_N \quad (1)$$

donde:

- $\tau$ Tensión de adherencia.
- $\mu$ Coeficiente de rozamiento.
- $\sigma_N$ Tensión normal que ejerce el acero sobre el hormigón.

Las tensiones de adherencia se pueden expresar también como función del deslizamiento relativo entre ambos materiales.

Así, Balász [8,9] propone para cordones el uso de expresiones de tipo exponencial, en la forma siguiente:

$$\tau = C_{Ba} \cdot \left( \frac{s}{\phi_p} \right)^b \quad (2)$$

siendo:

- $C_{Ba}$ Coeficiente experimental. Depende de la resistencia a compresión, y del diámetro del cordón.
- $s$ Deslizamiento entre el hormigón y el acero.
- $\phi_p$ Diámetro del cordón.
- $b$ Coeficiente experimental comprendido entre 0 y 1, relacionado con el modo de desarrollo del pretensado, valiendo cero cuando es lineal y 1/3 cuando es parabólico [8].

La expresión es recogida en el estado del arte referente a adherencia publicado por la FIB [5] del siguiente modo:

$$\tau = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ci}^{0,5} \left( \frac{s}{\phi_p} \right)^{\eta_3} \quad (3)$$

- $f_{c,t}$ Resistencia a compresión del hormigón en el momento de la transferencia [8,9].
- $\eta_1$ 1,35; 1,0 ó 0,65 según se desee obtener el valor superior, medio o inferior de la tensión de adherencia.
- $\eta_2$ Coeficiente experimental. $\eta_2 = 2{,}055$ para cordones de diámetro 12,8 mm.
- $\eta_3$ Coeficiente experimental. $\eta_3 = 0{,}25$ para cordones de diámetro 12,8 mm.

Como se puede observar, la tensión de adherencia dependería de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión. Además,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



la relación entre la cota superior e inferior de $\tau$ (que denominaremos $\lambda$) es 2,08.

Bruggeling [10] propone también el uso de expresiones exponenciales, en este caso del tipo siguiente:

$$\tau = C_{Br} \cdot s^{N} \quad (4)$$

siendo:

$\tau$ Tensión de adherencia.
$C_{Br}$ Coeficiente experimental relacionado con la resistencia a la adherencia. Se relaciona directamente con la resistencia media cúbica del hormigón ($f_{ccm}$).
$N$ Factor relacionado con la forma del diagrama $\tau - \delta$.

En la tabla 1 mostramos los valores de los parámetros sugeridos, con limitaciones, para calcular la longitud de transmisión.

En comparación con la propuesta anterior, en este caso la adherencia dependería directamente del valor de la resistencia a compresión, y no de su raíz. Por otro lado, si suponemos el valor medio centrado respecto a las cotas superior e inferior, la relación entre éstos sería en esta ocasión de 1,35.

Respecto a los coeficientes, $N$, $b$ y $\eta_3$ representan el mismo factor de forma, nombrado de modo diferente. En adelante se utilizará como notación únicamente $b$.

En otros casos se contemplan expresiones más complejas como, por ejemplo, la expresión empírica propuesta por Den Uijl [5]:

$$\tau = 3 + 0,4s - 2,5 \cdot 10^{-3} \Delta\sigma_p + 1,5 \cdot 10^{-3} \left| \Delta\sigma_p \right| \quad (5)$$

donde $\Delta\sigma_p$ es la variación de la tensión del acero.

El primer término de la expresión se refiere a la adherencia, el segundo al "lack of fit", el tercero recoge el efecto Poisson, y el cuarto el "pitch effect". Además, las constantes fueron obtenidas para cordones de 9,3 mm de diámetro, y resistencia a compresión de 55 MPa medida sobre probeta cúbica de hormigón, indicándose que deberían ser obtenidos en cada caso de estudio.

Tabla 1
Valores de C, en función de la resistencia media cúbica del hormigón $f_{ccm}$, y de N [10]

| | $C_{Br}$-valor medio | $C_{Br}$-valor inferior | $N$ |
|---|---|---|---|
| Alambres indentados | $0,20 \cdot f_{ccm}$ | $0,17 \cdot f_{ccm}$ | 0,32 |
| Cordones | $0,13 \cdot f_{ccm}$ | $0,11 \cdot f_{ccm}$ | 0 |

Tabla 2
Factores influyentes en la longitud de transmisión

| Factor | Variación | Efecto en $L_t$ |
|---|---|---|
| Diámetro del cordón | ↑ | ↑ |
| Tensión inicial de tesado | ↑ | ↑ |
| Tensión del pretensado a la edad de evaluación de la long. de anclaje | ↑ | ↑ |
| Pérdidas de pretensado | ↑ | ¿? |
| Edad de transferencia | ↑ | ↓ |
| Rugosidad superficial | ↑ | ↓ |
| Verticalidad del cordón respecto a horizontal | ↑ | ↓ |
| Espesor de hormigón fresco debajo del cordón considerado | ↑ | ↑ |
| Recubrimiento | ↑ | ↓ |
| Separación entre cordones | ↑ | ↓ |
| Consistencia del hormigón durante la colocación | ↑ | ↑ |
| Compacidad del hormigón alrededor del cordón | ↑ | ↓ |
| Presencia de armadura de confinamiento | ↑ | ↓ |
| Resistencia del hormigón a compresión | ↑ | ↓ |
| Resistencia a tracción | ↑ | ↓ |
| Rigidez del hormigón | ↑ | ↓ |
| Retracción | ↑ | ↑ |
| Fluencia | ↑ | ↑ |
| Efecto dinámico de las cargas aplicadas | ↑ | ↑ |
| Enfundado parcial del cordón | ↑ | ↑ |
| Cercanía de la viga a la zona de corte | ↑ | ↑ |
| Longitud de cable libre entre vigas en la bancada | ↑ | ↓ |
| Recubrimiento con mortero epoxi | Sí | ↓ |
| Tratamientos térmicos (curado acelerado) | Sí | ↑ |
| Tiempo transcurrido desde la transferencia | ↑ | ↑ |

## 3. Expresiones normativas y propuestas alternativas para el cálculo de la longitud de transmisión

A lo largo de los años, las investigaciones sobre adherencia y transferencia del pretensado han ido encaminadas, en general, a establecer fórmulas para predecir $L_t$, basadas en relaciones entre las propiedades del acero y del hormigón. En su trabajo de Tesis Doctoral, Vázquez [11] realiza un resumen desde el punto de vista cualitativo de los factores considerados en la bibliografía consultada como influyentes en la adherencia y sus efectos sobre la longitud de transmisión que incluimos a continuación (tabla 2).

Como se observa, el fenómeno es especialmente complejo. Además, las investigaciones experimentales [3,12] muestran una gran dispersión en las mediciones de $L_t$. Según indica Den Uijl [4], el valor estadístico que relaciona las longitudes de los fractiles mayores con las de los menores sería del orden de $l_{t0,95}/l_{t0,05} = 1,9$.

### 3.1. Código Modelo

Ante esta situación, el Código Modelo 90 [13] (CM90) planteó dos situaciones de adherencia diferentes bien se trate de la transferencia de la fuerza de pretensado ("push in"), bien del anclaje de la fuerza necesaria para la resistencia de la pieza a flexión ("pull out"), y el crecimiento lineal de la fuerza de pretensado en las zonas de transferencia y anclaje.

Describimos a continuación el modelo recogido en [13]. Para el valor de los coeficientes usados en la formulación, ver la tabla 3.

*Capacidad adherente del hormigón:*

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd} \quad (6)$$

siendo:

$f_{bpd}$ Valor de diseño de la tensión de adherencia.
$f_{ctd}$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



*Longitud básica de anclaje:*

$$l_{bp} = \left( \frac{A_{sp}}{\phi \cdot \pi} \right) \cdot \frac{f_{pd}}{f_{bpd}} \quad (7)$$

siendo:

$l_{bd}$ Longitud de anclaje básica.
$f_{pd}$ Tensión máxima del acero de pretensado.
$\phi$ Diámetro nominal del tendón.

*Longitud de transmisión:*

$$l_{bpt} = \alpha_8 \cdot \alpha_9 \cdot \alpha_{10} \cdot l_{bp} \frac{\sigma_{pi}}{f_{pd}} \quad (8)$$

donde:

$l_{bpt}$ Longitud de transmisión.
$\sigma_{pi}$ Tensión del acero inmediatamente después de la transferencia.
$f_{pd}$ Tensión máxima de cálculo del tendón.
$\alpha_{10}$ Coeficiente en función del tipo de armadura, tiene en cuenta específicamente el efecto Poisson.

### 3.2. Eurocódigo 2 EN 1992-1-1:2004

El Eurocódigo 2 EN 1992-1-1:2004 [14] (EC2) se ha adaptado en cierta medida a las expresiones del CM90.

El EC2 adopta un crecimiento lineal de la fuerza de pretensado en las zonas de transferencia y anclaje, tal y como se muestra en la figura 2. No obstante, permite utilizar diagramas diferentes al lineal siempre que se justifique y se adapte coherentemente la longitud de transmisión.

El cálculo se basa en la obtención de la tensión de adherencia media, y posteriormente un valor básico de la longitud de transmisión que adopta dos valores de cálculo. El valor de los coeficientes se encuentra en la tabla 3.

Tabla 3
Coeficientes contenidos en las expresiones del EC2, CM90 y EHE

| | CM90 | | EC2 | EHE-08 |
|---|---|---|---|---|
| | $\eta_{p1}$ | $\alpha_{10}$ | $\eta_{p1}$ | $\alpha_3$ |
| *Tipo de armadura activa* | | | | |
| Alambres | 1,4 | 0,7 | 2,7 | 0,5 |
| Cordones | 1,2 | 0,5 | 3,2 | 0,7 |
| | $\eta_{p2}$ | | $\eta_1$ | – |
| *Posición de la armadura activa* | | | | |
| Comprometida* | 1,0 | | 1,0 | 1,0 |
| Resto de casos | 0,7 | | 0,7 | 0,7 |
| | $\alpha_8$ | | $\alpha_1$ | $\alpha_1$ |
| *Forma de transferencia* | | | | |
| Gradual | 1,0 | | 1,0 | 1,0 |
| Súbita | 1,25 | | 1,25 | 1,25 |
| | $\alpha_9$ | | – | $\alpha_2$ |
| *Tipo de comprobación* | | | | |
| Momentos flector y Cortante/E.L.U. | 1,0 | | 1,2 | 1,0 |
| Tensiones transversales/E.L.S. | 0,5 | | 0,8 | 0,5 |
| | $\frac{A_{sp}}{\phi \cdot \pi}$ | | $\alpha_2$ | – |
| *Sección transversal* | | | | |
| Circular | $\phi/4$ | | 0,2 | $\phi/4$ |
| Cordón | $7\phi/36$ | | 0,19 | $\phi/4$ |

*Inclinados entre 45° y 90° respecto a la vertical, u horizontales a menos de 250 mm del fondo o al menos a 300 mm del punto más alto de la sección.

*Tensión de adherencia:*

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} \quad (9)$$

siendo:

$f_{bpt}$ Tensión de adherencia.
$f_{ctd}$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón en el momento de la transferencia.

*Valor básico de la longitud de transmisión:*

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \quad (10)$$

donde:

$l_{pt}$ Valor básico de la longitud de transmisión.
$\phi$ Diámetro nominal del tendón.
$\sigma_{pm0}$ Tensión en el tendón inmediatamente después de la transferencia.

Los dos valores de cálculo de $L_t$, que deberán tomarse adoptando el más desfavorable, son los siguientes:

$$l_{pt1} = 0{,}8 l_{pt} \quad (11)$$

$$l_{pt2} = 1{,}2 l_{pt} \quad (12)$$

Anteriormente, el Eurocódigo 2 ENV 1992-1-1:1993 [15] planteaba la transmisión del pretensado mediante una ley con incremento del pretensado lineal, y se definía la longitud de transmisión como sigue:

$$l_{bp} = \beta_b \cdot \phi \quad (13)$$

siendo:

$l_{bp}$ Longitud de transmisión.
$\phi$ Diámetro nominal del cordón o alambre.
$\beta_b$ Factor experimental función de la resistencia del hormigón en el momento de la transferencia (ver [15]).

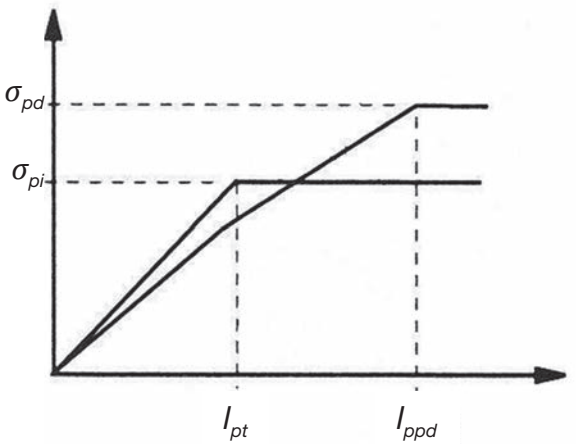



Figura 2. Transmisión y anclaje del pretensado en elementos pretesos; $l_{pt}$: longitud de transmisión; $l_{bpd}$: longitud de anclaje ([14]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Como valor de cálculo de la longitud de transmisión, $l_{bpd}$, se debe tomar el menos favorable entre $0{,}8l_{bp}$ y $1{,}2l_{bp}$ según el efecto que se vaya a considerar.

Además, el Eurocódigo 2 ENV 1992-1-3:1995 [16] incluía dos posibilidades para la consideración de la transferencia del pretensado, indicando que para cálculos más precisos, podía suponerse un incremento parabólico alternativo del pretensado, debiéndose incrementar la longitud de transmisión en un 25%, como muestra la figura 3.

### *3.3. Instrucción EHE-08*

Respecto a la Instrucción EHE-08 (EHE-08) [17], encontramos un procedimiento de cálculo de la longitud de transmisión en los comentarios al Artículo 70.2.3 (para el valor de los coeficientes, ver tabla 3):

$$l_{bpt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \phi \frac{\sigma_{pi}}{4 f_{bpd}} \tag{14}$$

siendo:

$l_{bpt}$ Longitud de transmisión.
$\phi$ Diámetro del alambre o diámetro nominal del cordón.
$\sigma_{pi}$ Tensión en la armadura en el momento de introducir el pretensado.
$f_{bpd}$ Tensión de cálculo de adherencia en el momento de introducir el pretensado. Se incluye una tabla con valores a 28 días (tabla 70.2.3, ver [17]), y dos indicaciones:

– Para edades inferiores deberá estimarse según la velocidad de crecimiento de la resistencia a tracción.
– Si la armadura se sitúa en posición II se multiplicará el valor de $f_{bpd}$ por 0,7.

### *3.4. ACI 318-11*

El desarrollo de las expresiones incluidas en el Código ACI 318-11 (ACI 318) [18] se basó en investigaciones llevadas a cabo en el final de la década de los 50 y principio de los 60 con cordones de 1720 MPa [12].

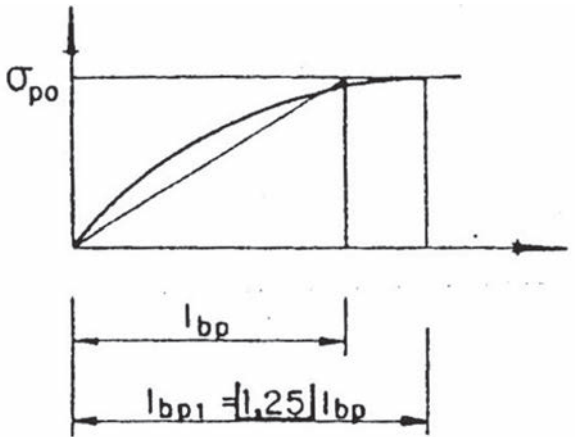



Figura 3. Incremento lineal y parabólico del pretensado ([16]).

En el artículo 12.9.1 del ACI 318 se incluye la siguiente expresión de la longitud de anclaje, haciendo referencia a cordones de siete alambres:

$$l_d = \frac{1}{21} f_{se} \cdot d_b + \left( \frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) \cdot d_b \tag{15}$$

siendo:

$l_d$ Longitud de anclaje (mm).
$d_b$ Diámetro nominal del cordón (mm).
$f_{se}$ Tensión efectiva del tendón de pretensado teniendo en cuenta las pérdidas de pretensado (MPa).
$f_{ps}$ Tensión en el tendón de pretensado, bajo la acción de las cargas exteriores (MPa).

Además, se define un crecimiento bilineal de la fuerza de pretensado, como muestra la figura 4, y se señala que el primer miembro de la Ecuación (15) corresponde a la longitud de transmisión (Ecuación (16)).

$$l_t = \frac{1}{21} f_{se} \cdot d_b \tag{16}$$

Por último, en el artículo 11.3.4, referente al cálculo de la capacidad resistente frente a esfuerzo cortante, se define una longitud de transmisión de 50 diámetros para cordones y de 100 diámetros para alambres, tomándose una variación lineal de la fuerza de pretensado.

Respecto a la consideración de la adherencia por ACI 318, según [12] en origen se adoptó un valor constante de la adherencia de 2,76 MPa: al aplicar equilibrio con dicho valor, particularizando a cordones de 1720 MPa, se llega a la Ecuación (16).

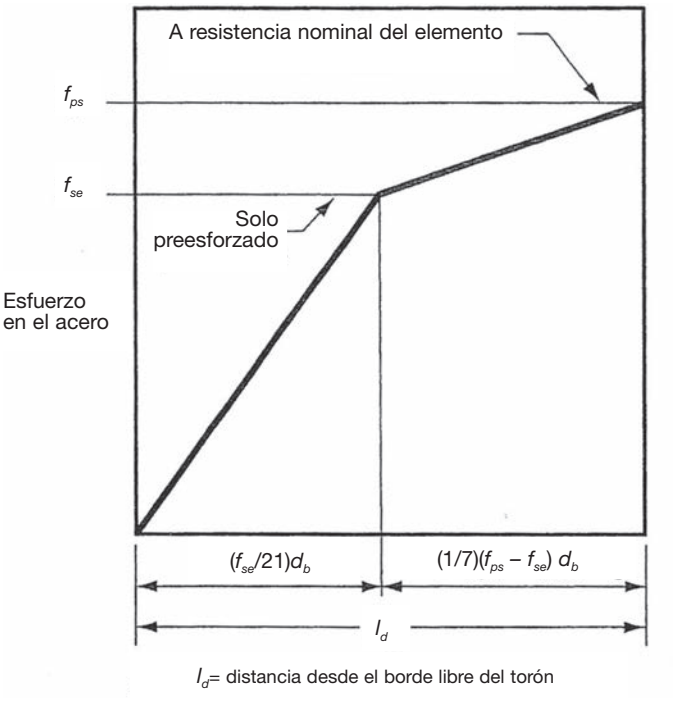



Figura 4. Relación bilineal idealizada entre la tensión en el acero y la distancia al extremo libre del cordón ([18]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Si en esta fórmula tomamos 1030 MPa para $f_{se}$, tensión inicial en las investigaciones de referencia, se obtiene el valor de 50 diámetros para la longitud de transmisión.

### 3.5. Propuestas alternativas

#### 3.5.1. Propuestas basadas en el deslizamiento de la armadura activa

La penetración de la armadura activa puede utilizarse para estimar la longitud de transmisión [5,13], de acuerdo con la expresión siguiente [8]:

$$L_t = \alpha \frac{S}{\varepsilon_{p0}} \tag{17}$$

donde:

- $S$ Penetración de la armadura.
- $\varepsilon_{p0}$ Deformación de tesado de la armadura activa.
- $\alpha$ Factor de forma. Representa la forma de la ley asumida para la distribución de la tensión de adherencia a lo largo de la longitud de transmisión, y varía entre 3 (ley lineal descendente, desarrollo parabólico del pretensado) y 2 (ley uniforme, desarrollo lineal) [8,19], o entre 3 y 1,5 [5].

Además, $\alpha$ se relaciona con el coeficiente $b$, de las Ecuaciones (2), (3) y (4):

$$\alpha = \frac{2}{1-b} \tag{18}$$

Existen numerosas propuestas de valores de $\alpha$. Entre los más elevados, Bruggeling [10] indica un valor de $b$ para alambres de 0,32, que corresponde a $\alpha = 2{,}94$, Olesniewicz [20] adopta el valor 2,86, y de los trabajos de Chandler [21] se deduce el 2,83. El valor 2 se corresponde con todas las formulaciones que adoptan el diagrama lineal. En la bibliografía consultada pueden encontrarse numerosas propuestas de valores de $\alpha$ [22,23], obtenidos tanto teórica como experimentalmente. En este sentido, $\alpha$ debería variar en función del tipo de elemento pretensado, su diámetro o la resistencia del hormigón coherentemente con el modo en que varían los coeficientes $b$ o las expresiones de la tensión de adherencia, ya que hacen referencia a un mismo fenómeno.

Además de expresiones basadas en la ecuación (17), se han obtenido de modo analítico expresiones basadas en leyes de adherencia función del deslizamiento y el factor de forma.

Basándose en la Ecuación (3), Balázs obtiene la siguiente, para cordones $\phi$ 12,8 mm (véase [9] para la expresión general).

$$L_t = K_1 \cdot \phi \cdot \sqrt[5]{\frac{f_{p,ef}^3}{f_{c,t}^2}} \tag{19}$$

$K_1$ es un parámetro complejo [9], que para $\phi = 12{,}8$ mm vale 3,11 con $n\rho = 0{,}1$. Además, $f_{p,ef}$ representa el valor de la tensión eficaz de pretensado de la armadura activa.

Por su parte, con base en la Ecuación (4) Bruggeling obtiene las ecuaciones siguientes:

*Alambres:*

$$L_t = \frac{2E_p}{(1-b)\cdot f_{p0}} \cdot \left( \frac{1+b}{2} \cdot \frac{\phi_a}{4} \cdot \frac{f_{p0} \cdot f_{p,ef}}{C_{Br} \cdot E_p} \right)^{\frac{1}{1+b}} \tag{20}$$

*Cordones:*

$$L_t = \frac{7\phi_a \cdot f_{p,ef}}{12 C_{Br}} \tag{21}$$

donde:

- $E_p$ Módulo de elasticidad del acero.
- $\phi_a$ Diámetro del alambre que compone el cordón.
- $f_{p0}$ Tensión de tesado de la armadura activa.

#### 3.5.2. Otras propuestas

Russell y Burns [3] propusieron la modificación de la expresión del ACI 318 siguiente:

$$L_t = \frac{1}{14} f_{se} d_b \tag{22}$$

Otras expresiones de la longitud de transmisión son las propuestas por Den Uijl [19] en la Ecuación (23) y por Olesniewicz [20] en la Ecuación (24). Aunque muy similares, difieren el valor del coeficiente $\psi$ y la tensión del acero.

$$L_t = \psi \cdot \phi_p \cdot \sqrt{\frac{f_{p0}}{f_{cc,t}}} \tag{23}$$

siendo:

- $f_{cc,t}$ Resistencia a compresión del hormigón en el momento de la transferencia medida en probeta cúbica.
- $\psi$ Coeficiente para el valor superior, medio e inferior de $L_t$: 14,91; 9,76; 4,61, según se deduce de [19].

$$L_t = \psi \cdot \phi_p \cdot \sqrt{\frac{f_{p,ef}}{f_{cc,t}}} \tag{24}$$

En esta ocasión, $\psi$ vale 13,25; 10,47 ó 7,69, según [20].

Además, Olesniewicz ofrece una expresión alternativa de la Ecuación (23), que indica de forma implícita la forma en que se produce el desarrollo del pretensado mediante la introducción del parámetro $\alpha$.

$$L_t = \alpha \cdot A_v \cdot \phi_p \cdot \sqrt{\frac{f_{p0}}{f_{cc,t}}} \tag{25}$$

donde:

- $\alpha$ Coeficiente de forma con valor 2,86.
- $A_v$ Coeficiente de valor:

$$A_v = \frac{\psi}{\alpha} \tag{26}$$

Por último, Martí [24] propone la siguiente ecuación para cordones de diámetro 13 mm, con valores de $\psi$ iguales a 1,5; 1 ó 0,5 para los valores superior, medio e inferior de $L_t$:

$$L_t = \psi \frac{4{,}7 f_{p,ef}}{f_{c,t}^{0{,}67}} \tag{27}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



## 4. Análisis comparativo

### *4.1. Análisis y comparación de las expresiones normativas y propuestas*

La formulación del EC2 ofrece los mismos valores de longitud de transmisión media que la del CM90 [25], para unas mismas condiciones con una diferencia: la relación entre el valor superior e inferior de la longitud de transmisión, $\lambda$. Esta relación varía de unos planteamientos a otros (tabla 4). En el CM90, viene dada por el coeficiente $\alpha_9$, e implica $\lambda = 2$. En el EC2, sin embargo, vale 1,5. Así, el valor superior de la longitud de transmisión calculado con el EC2 es inferior al calculado con el CM90, y viceversa para el valor inferior (fig. 5). Los incrementos porcentuales son del 11% para los valores superiores, y del 19% para los inferiores.

Desde el punto de vista conceptual, el CM90 calcula una expresión de la tensión de cálculo de adherencia en situación de "pull out", que corrige posteriormente para considerar la situación de transferencia ("push in"), mientras que el EC2 lo que calcula es el valor medio de dicha tensión.

La EHE-08, esencialmente, coincide con el CM90 y, por tanto, con los valores medios del EC2, residiendo la diferencia principal en el tratamiento de la obtención de la tensión de cálculo de la adherencia. Si se estudian los valores incluidos en la tabla 70.2.3 de la EHE-08, se comprueba que correlacionan bien con la resistencia a tracción del hormigón afectada por un coeficiente multiplicador, 1,4 para cordones y 1,1 para alambres, muy similares a los valores adoptados por $\eta_{p1}$.

Existe otra diferencia en el caso de los cordones. En vez de considerar, como el EC2 y el CM90, un área ideal de cordón de $\frac{7}{36}\pi\cdot\phi^2$, la EHE adopta $\pi\cdot\frac{\phi^2}{4}$.

Si bien la primera diferencia señalada no aportaba diferencias numéricas significativas, esta segunda puede suponer diferencias de aproximadamente un 30 %.

Tabatabai y Dickinson realizan en [12] un estudio de las dos expresiones del ACI 318, llegando a la conclusión de que ajustan sensiblemente bien el valor medio de la longitud de transmisión. Además, señalan que la Ecuación (13) ajusta adecuadamente los valores superiores. Siendo así, y suponiendo que fuera la misma relación para los valores inferiores, se obtendría una relación $\lambda$ de 3, y se podría expresar una formulación ampliada del código americano como sigue:

$$L_t = \beta\frac{1}{21}f_{se}\cdot d_b \qquad (28)$$

donde:

$\beta$ Coeficiente con valor 1,5 y 0,5, adoptándose el más desfavorable.

Además de $\lambda$, uno de los factores importantes que varía de unas propuestas a otras es la dependencia de la resistencia del hormigón (tabla 4). En el EC2, así como en la EHE-08 y el CM90, el valor de la resistencia adherente es directamente proporcional

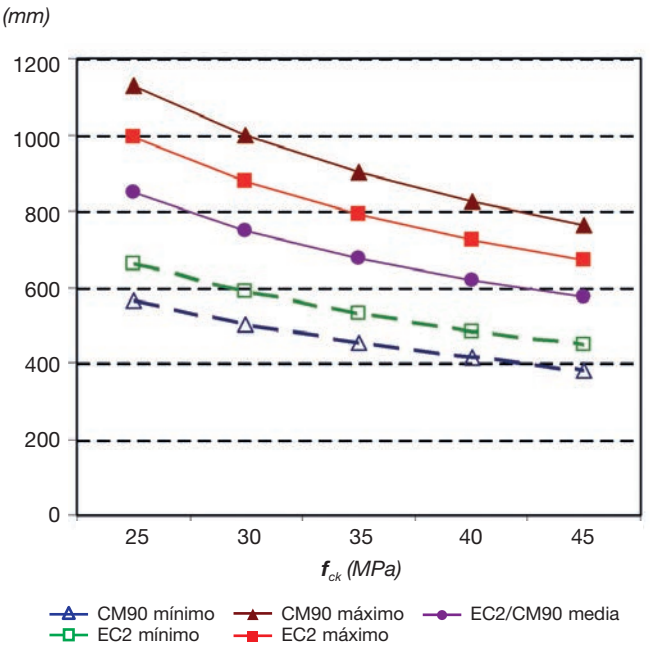



Figura 5. Comparación de $L_t$ entre CM90 y EC2. Cuantía mecánica 0,01; $\phi_p$ 12,8 mm; $f_{p0}$ 1300 N/mm$^2$.

Tabla 4
Comparación de expresiones para el cálculo de $L_t$. Resumen

| Autor | $\lambda$* | $\alpha$* | $f_c^x$* | Variables* | $L_{tm}$ (cm)* | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 30 MPa | 40 MPa | 50 MPa |
| EC2 (10) (11) (12) | 1,5 | 2 | –2/3 | Sí | 68 | 56 | 48 |
| CM 90 (8) | 2 | 2 | –2/3 | Sí | 69 | 57 | 49 |
| EHE-08 (14) | 2 | 2 | –2/3 | Sí | 90 | 76 | 66 |
| ACI 318 (16) | – | 2 | – | No | 66 | 66 | 66 |
| propuesta ACI (28) | 3 | 2 | – | No | 66 | 66 | 66 |
| Olesniewicz (24) (25) | 1,7 | 2,86 | –1/2 | No | 76 | 66 | 59 |
| deducido Den Uijl (23) | 3,2 | 2,6 | –1/2 | No | 71 | 61 | 55 |
| Bruggeling alambres (20) | 1,35 | 2,94 | –3/4 | Sí | – | – | – |
| Bruggeling cordones (21) | 1,35 | 2 | –1 | Sí | 50 | 39 | 31 |
| Balázs (19) | 1,78 | 2,67 | –2/5 | Sí | 68 | 61 | 55 |
| Martí (27) | 3 | 2 | –2/3 | No | 53 | 43 | 37 |

*$\lambda$: cociente entre el valor superior e inferior; $\alpha$: coeficiente de forma; $f_c^x$ indica la potencia "x" que afecta a la resistencia a compresión del hormigón; "Variables" indica si se consideran parámetros diferentes a $\phi$, $f_c$ y $f_p$; para el cálculo de $L_{tm}$ se ha supuesto transferencia gradual y buenas condiciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



a la resistencia a tracción del hormigón, mientras en otros casos varía esta proporción o no se considera explícitamente.

En la tabla 4 se resumen algunas de las diferencias más significativas entre las expresiones de la longitud de transmisión enunciadas. Además, se incluye el valor de la longitud de transmisión media ($L_{tm}$) obtenida al aplicar cada una de ellas a unos ejemplos tipo, consistentes en una pieza sometida al pretensado centrado de un cordón de diámetro nominal 12,8 mm, con tensión inicial de pretensado de 1200 MPa, resistencia a compresión del hormigón al transferir de 40 MPa y cuantía geométrica de 0,01 [8], y en modificar la resistencia del hormigón entre 30 MPa y 50 Mpa.

Si bien los valores medios de la longitud de transmisión para piezas convencionales son en general muy similares, las diferencias entre ellas en cuanto a $\lambda$ y $\alpha$ hacen que en la práctica los resultados de cálculo puedan diferir considerablemente. Además, las diferentes dependencias de la resistencia del hormigón introducen una disparidad muy significativa, especialmente en el campo de los hormigones de alta resistencia (fig. 6).

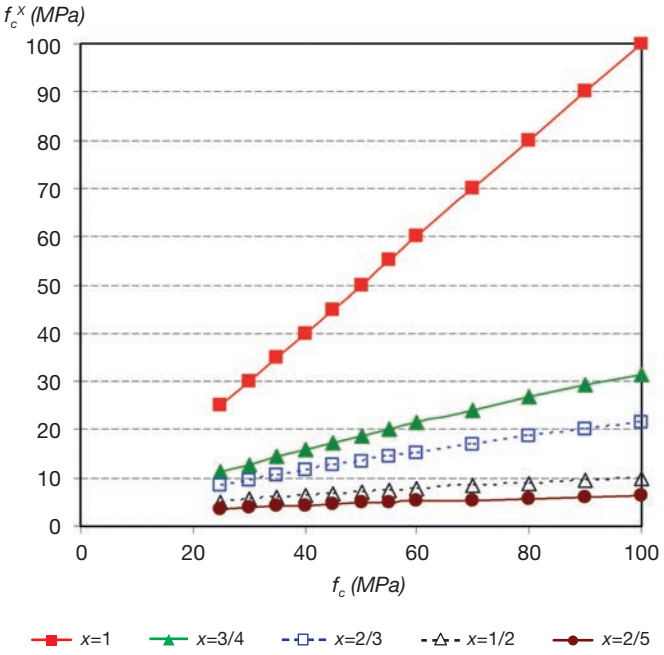



Figura 6. Influencia de la potencia de $f_c$.

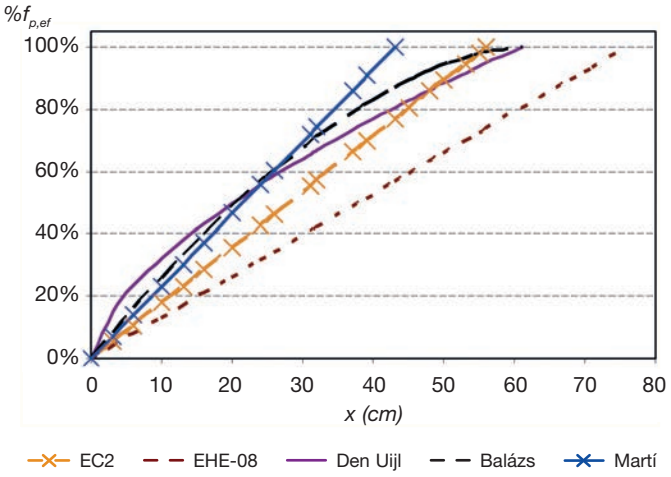



Figura 7. Comparación de $L_{tm}$ (tabla 4, $f_{c,t}$ 40 MPa).

### *4.2. Análisis de los diferentes modos de desarrollo del pretensado*

En la figura 7 se representan varios desarrollos de la fuerza de pretensado correspondientes a uno de los ejemplos recogidos en la tabla 4 ($f_{c,t}$ 40 MPa). Se ha elegido representar junto al desarrollo correspondiente al EC2 los dos desarrollos lineales más extremos en cuanto a valor de $L_{tm}$, EHE-08 y la Ecuación (27), y dos de los más representativos no lineales, correspondientes a los modelos de Balázs (Ecuaciones (3) y (19)) y Den Uijl (Ecuación (23)). Respecto a este último, Den Uijl [19] ofrece una expresión del desarrollo del pretensado en función de $\alpha$, siendo $\sigma_{px}$ la tensión en el acero a distancia x del extremo de la pieza:

$$\sigma_{px} = f_{p,ef} \cdot \left( \frac{x}{L_t} \right)^{\frac{1}{\alpha-1}} \qquad (29)$$

En la tabla 5 indicamos la distancia del extremo de la pieza en cm a la que se alcanzan distintos niveles de tensión en cada caso.

Es significativo observar, tanto en la figura 7 como en la tabla 5, como si bien el valor de $L_{tm}$ obtenido mediante la formulación de Balázs o Den Uijl varía respecto a la correspondiente al EC2 un 9%, el desarrollo es significativamente diferente a cortas distancias. Así, en los 20 cm iniciales, con las primeras formulaciones se ha desarrollado ya la mitad de la fuerza de pretensado efectiva, mientras en el modelo del EC2 el porcentaje se queda en el 35%. Además, si bien como se ha indicado $L_{tm}$ es un 9% inferior según el EC2, en los tres casos se ha transferido la práctica totalidad de la fuerza de pretensado, el 90%, a la misma distancia del extremo.

En esta misma línea, con los modelos de Balázs y Martí, si bien el valor de $L_{tm}$ obtenido con ambos varía un 43%, el 80% de la fuerza de pretensado se ha introducido, en ambos planteamientos, con tan sólo un 10% de diferencia en distancia al extremo libre.

Si representamos junto al desarrollo según el EC2 la transformación a desarrollo parabólico de [16], los resultados son semejantes (fig. 8). El desarrollo parabólico llega a alcanzar del orden de un 8% más de fuerza de pretensado para una misma distancia, cuando sin embargo su $L_t$ es un 25% superior.

Tabla 5
Diferencias entre distintos modos de desarrollo del pretensado: distancia (cm) necesaria para transmitir un nivel de tensión

| %$f_{p,ef}$ | EC2 | EHE-08 | Den Uijl | Balázs | Martí |
|---|---|---|---|---|---|
| 50% | 28 | 40 | 20 | 21 | 22 |
| 70% | 39 | 53 | 35 | 33 | 31 |
| 80% | 45 | 61 | 43 | 39 | 35 |
| 90% | 51 | 69 | 53 | 51 | 42 |

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



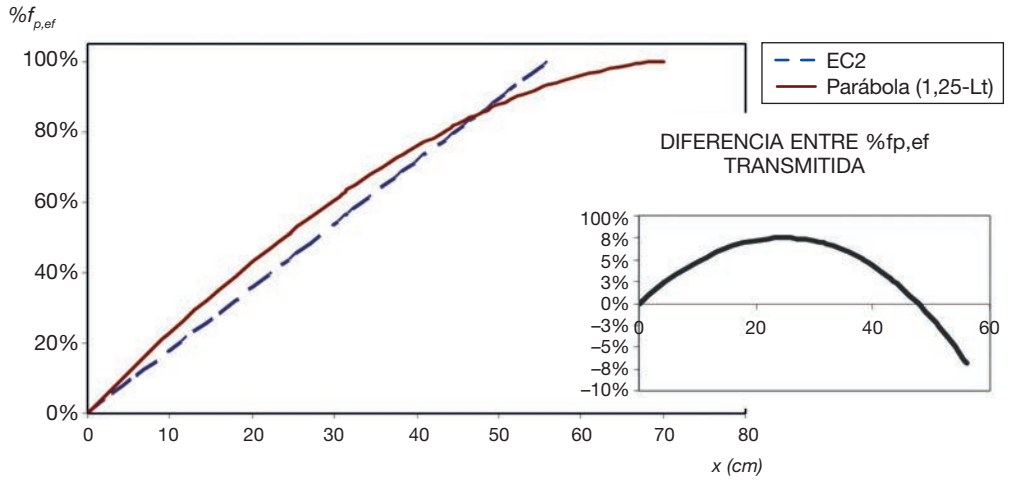



Figura 8. $L_{tm}$ según EC2 y adaptación parabólica según [16] ($f_{c,t}$ 40 MPa, $f_{p,ef}$ 1090,91 N/mm$^2$, $\phi_p$ 12,8 mm).

## 5. Desarrollo de un método de cálculo que permita considerar otros modos de transferencia

### *5.1. Introducción al desarrollo del método propuesto*

Como se ha señalado anteriormente, tanto el comportamiento de las piezas frente a cortante como ante las tensiones en la zona de transferencia, dependen de la cantidad de fuerza de pretensado transmitida en una distancia dada, especialmente en el caso de piezas sin armaduras de cortante, y por tanto, con un comportamiento no dúctil, convirtiéndose en unos de los condicionantes principales de diseño. Como se ha mostrado en apartados precedentes, las diferencias pueden llegar a ser significativas independientemente del valor de $L_t$, especialmente en la zona próxima al extremo libre de la pieza, que es precisamente la crítica frente al cortante y a las citadas tensiones.

Como se ha indicado, el EC2 es la única, entre las normas y códigos consultados, que permite considerar leyes de desarrollo del pretensado diferentes a la lineal siempre que se justifique y que se modifique la longitud de transmisión coherentemente. Con el objeto de responder a estos requerimientos, y para poder estudiar algunos otros aspectos señalados hasta ahora, se ha desarrollado un método de cálculo basado en el modelo mecánico que se explica a continuación.

Los datos iniciales para aplicar el método serán la tensión eficaz del acero y la ley de adherencia en función del deslizamiento, y se obtendrá la longitud de transmisión, el desarrollo de la fuerza de pretensado, las tensiones de adherencia y el deslizamiento de la armadura activa.

### *5.2. Planteamiento del modelo físico*

En el momento en que se lleva a cabo la transferencia el acero, que se encontraba sometido a una tensión previa, comienza a acortarse dando lugar a un deslizamiento relativo entre éste y el hormigón endurecido. Frente a este deslizamiento aparecen tensiones de adherencia en la interfaz entre los dos materiales, que reducen y finalmente detienen el deslizamiento, coaccionando al acero y, por tanto, manteniendo un determinado nivel de la tensión, que se ve reducida del valor de tesado al eficaz ($f_{p,ef}$).

Así, a lo largo de la longitud de transmisión, el acero pasa de encontrarse libre de deformación y tensión en el extremo de la pieza, a estar sometido a la tensión eficaz. A su vez, transmite la tensión al hormigón, donde las tensiones de compresión aumentan proporcionalmente en función de las tensiones de adherencia que se producen en la interfaz entre ambos materiales. También en función de dichas tensiones el deslizamiento relativo pasa de un valor máximo en el extremo libre a cero al final de la zona de transferencia.

Se supone para elaborar nuestro modelo mecánico una pieza de hormigón con área neta $A_c$, pretensada mediante armadura pretesa cobaricéntrica de área $A_p$ y perímetro $U_p$. En la figura 9 se representa el estado tensional de una rebanada de pieza de longitud $dx$ perteneciente a la zona de transferencia, sobre la que se aplicarán condiciones de equilibrio.

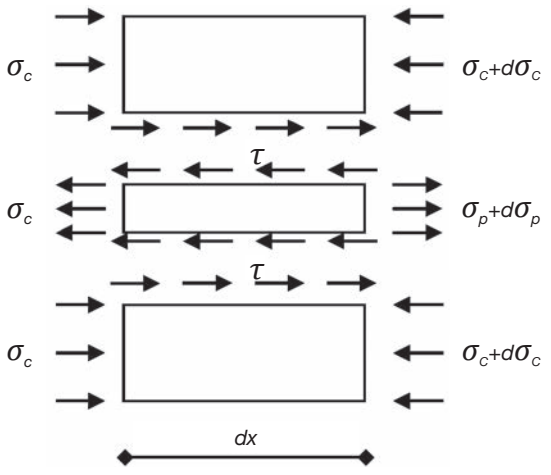



Figura 9. Estado tensional durante la transferencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



siendo:

$\tau$ Tensión de adherencia.
$\sigma_c$ Tensión en el hormigón.
$\sigma_p$ Tensión en la armadura pretensada.

En realidad, existiría una componente radial de la adherencia, $\sigma_N$, que no se encuentra representada en el modelo. Como se observa en la figura 10, al plantear el equilibrio de la rebanada la resultante de estas tensiones resulta autoequilibrada, por lo que podemos aplicar el equilibrio de acuerdo con el estado tensional representado en la figura 9 (para otros modelos que consideren $\sigma_N$, [6,7]).

El valor de la tensión de adherencia se considera en el modelo dependiente del deslizamiento relativo entre el hormigón y la armadura, denominado *s*. La tensión de adherencia se expresa, por tanto, como $\tau(s)$, siendo en el caso general no lineal.

Tras proceder a establecer las condiciones de equilibrio, se obtienen las ecuaciones que rigen el fenómeno:

$$\frac{d\sigma_p}{dx} = +\tau(s)\frac{U_p}{A_p} \tag{30}$$

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = +\tau(s)\frac{U_p}{A_c} \tag{31}$$

Según [8] y [9], es posible expresar el deslizamiento relativo en función de las deformaciones del acero y el hormigón:

$$s = \int_0^{L_t} \left(\varepsilon_{pt} - \varepsilon_p(x) - \varepsilon_c(x)\right) \cdot dx \tag{32}$$

y por tanto

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_{pt} - \varepsilon_p(x) - \varepsilon_c(x) \tag{33}$$

siendo $\varepsilon_{pt}$, $\varepsilon_p(x)$ y $\varepsilon_c(x)$, respectivamente, la deformación inicial del acero debido a la tensión de tesado y la deformación del acero y el hormigón en cada punto de la zona de transferencia.

Las Ecuaciones (30), (31) y (33) componen el sistema de ecuaciones diferenciales que expresa el fenómeno de la transferencia del pretensado con armadura pretensa.

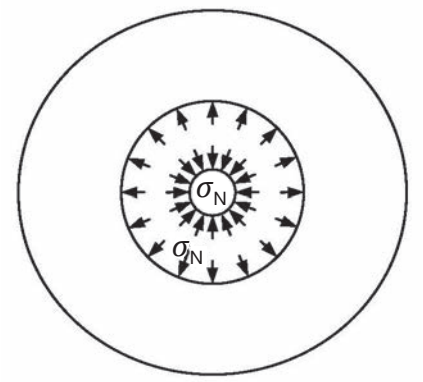



Figura 10. Estado tensional transversal.

Las condiciones de contorno, con el origen del eje x en el extremo libre de la pieza y positivo hacia el interior de la misma, son las siguientes:

$$x = 0 \rightarrow \sigma_p = 0$$

$$x = L_t \rightarrow s = 0$$

### *5.3. Presentación del método de cálculo propuesto*

Zanuy et al. han puesto a punto un método de cálculo para resolver la ecuación diferencial que representa el fenómeno de transferencia de tensión entre el acero y el hormigón en hormigón armado mediante la resolución iterativa del sistema de ecuaciones diferenciales planteadas de forma incremental, aplicándolo con éxito al estudio de la fatiga [26] o del fenómeno de "tensión stiffening" negativo [27].

Se ha aplicado el método a las ecuaciones que rigen la transferencia del pretensado, Ecuaciones (30), (31) y (33), adaptándolo para que el valor a obtener mediante las iteraciones sea la longitud de transmisión. En realidad se trata de iterar la longitud de transmisión, incluyendo dentro de cada iteración el esquema de resolución planteado por Zanuy et al. en [27], adaptado al caso de la transferencia del pretensado en piezas pretesas (fig. 11):

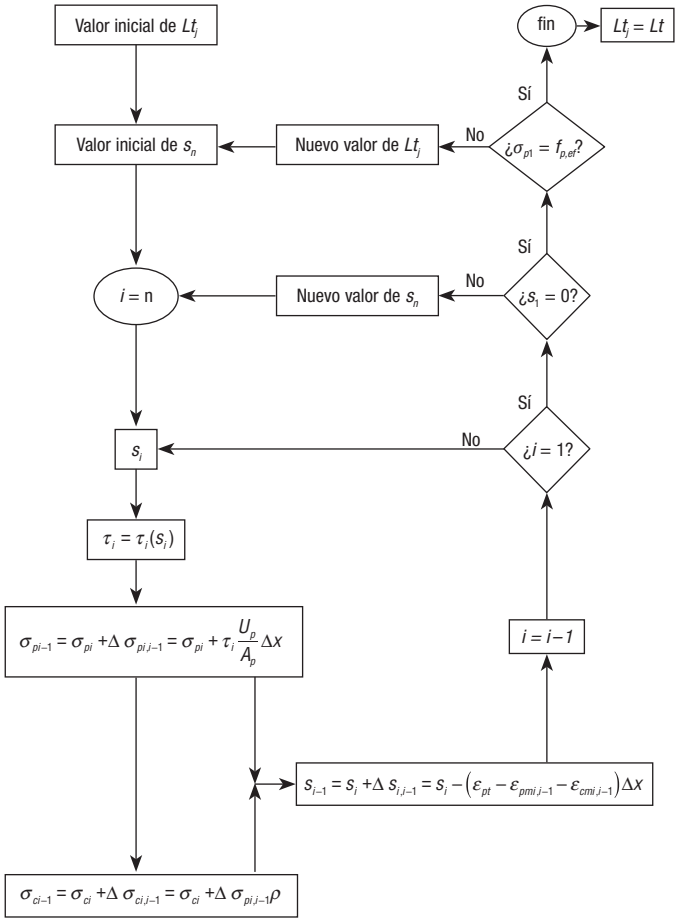



Figura 11. Diagrama del método de cálculo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



1. Dada una longitud de transmisión $L_{tj,}$ se divide en ($n$–1) intervalos de longitud $\Delta$x la zona de transferencia, generando así $n$ nodos (fig. 12) en los que se resolverán las ecuaciones incrementales que se describen en el paso siguiente.

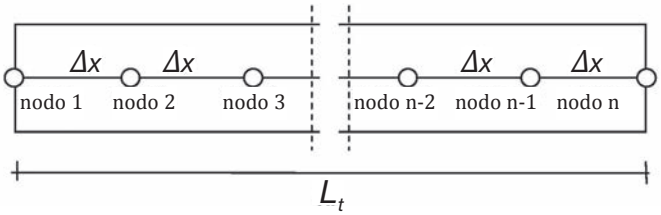



Figura 12. Discretización de la zona de transferencia.

2. Se supone un valor del deslizamiento relativo ($s$) en la sección extrema (nodo $n$) para iniciar el cálculo ($s_n$) y se itera este valor hasta obtener con la tolerancia deseada un valor del deslizamiento nulo en la sección correspondiente a $L_t$ ($s_1 = 0$). Este paso se resuelve como sigue:

   a) Con el valor inicial de $s_n$ se arranca una secuencia de cálculo que avanza resolviendo paso a paso el sistema de ecuaciones incrementales siguiente, deducido de las Ecuaciones (30), (31) y (33), a lo largo de la zona de transferencia, es decir, desde $n$ hasta 1:

$$\tau_i = \tau_i(s_i) \tag{34}$$

$$\Delta\sigma_{pi,i-1} = + \tau_i \frac{U_p}{A_p}\Delta x \tag{35}$$

$$\Delta\sigma_{ci,i-1} = + \Delta\sigma_{pi,i-1} \cdot \rho \tag{36}$$

$$\Delta s_{i,i-1} = - \left(\varepsilon_{pt} - \varepsilon_{pmi,i-1} - \varepsilon_{cmi,i-1}\right) \cdot \Delta x \tag{37}$$

   b) Obtenido $s_1$, si este es igual a cero, se detiene el proceso. En caso contrario, se repite dicho proceso iterando con un nuevo valor de $s_{n.}$

3. Si el valor obtenido al finalizar la iteración de $s_n$ para la tensión efectiva del acero en la transferencia ($\sigma_{p1}$) coincide con el teórico de la tensión eficaz, $f_{p,ef}$, con la tolerancia deseada, $L_{tj}$ es el valor de la $L_t$; buscado, en caso contrario se repite el proceso iterando con un nuevo valor de $L_t$.

Tanto para las iteraciones de $s_n$ como de $L_t$ se ha utilizado el algoritmo de regula falsi modificado, convergiendo rápidamente.

Mediante este método, que puede ser implementado en cualquier hoja de cálculo, es fácil obtener no sólo el valor de la longitud de transmisión, sino también el desarrollo de la fuerza de pretensado en la zona de transferencia, el deslizamiento del pretensado a lo largo de ésta para diferentes formulaciones de la tensión de adherencia, tanto lineales como no lineales, así como la distribución de dichas tensiones.

## 6. Aplicación del método propuesto

### *6.1. Obtención del desarrollo, el deslizamiento y las tensiones de adherencia en la zona de transferencia*

Una vez implementada una ley de adherencia dada, mediante la aplicación del método propuesto se obtienen, además del desarrollo del pretensado y $L_t$, las leyes de deslizamiento de la armadura activa respecto al hormigón y las tensiones de adherencia entre ambos a lo largo de la zona de transferencia (figs. 13 a 16).

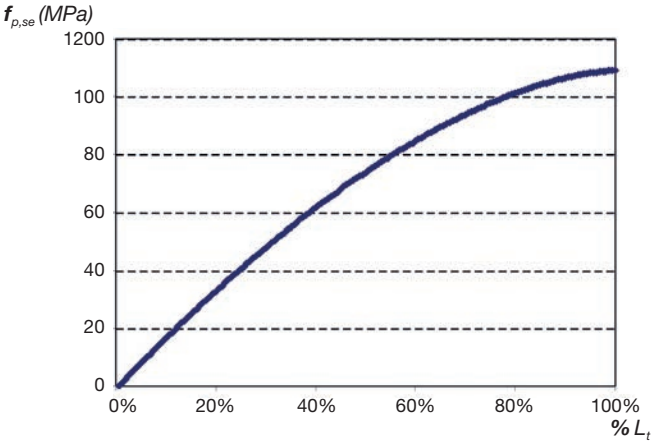



Figura 13. Desarrollo del pretensado. Ecuación (3), $f_{c,t}$ 40 MPa, $f_{p,ef}$ 1091 MPa, $\phi$ 12,8 mm.

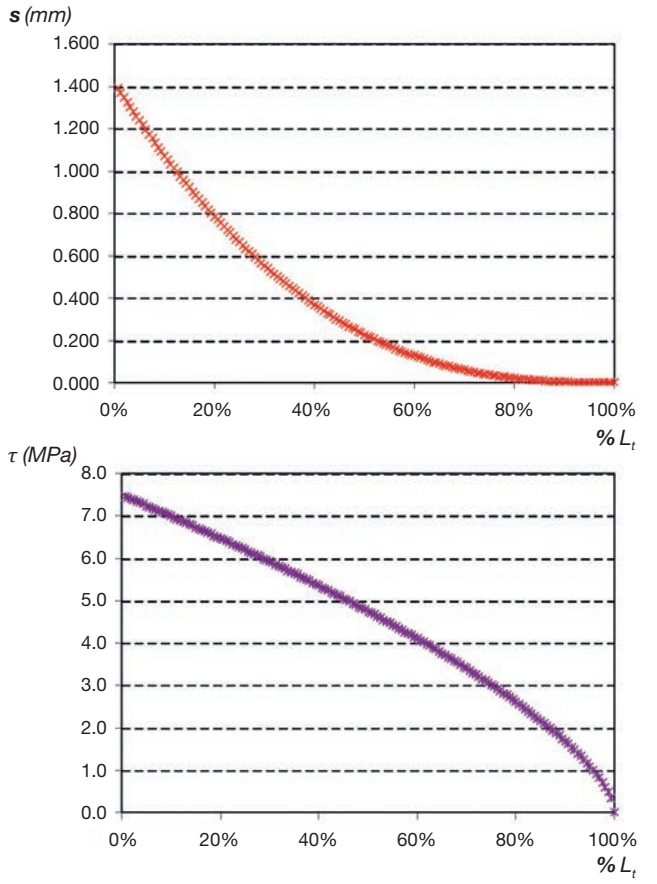



Figura 14. Deslizamiento relativo (s) y tensiones tangenciales ($\tau$). Ecuación (3), $f_{c,t}$ 40 MPa, $f_{p,ef}$ 1091 MPa, $\phi$ 12,8 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



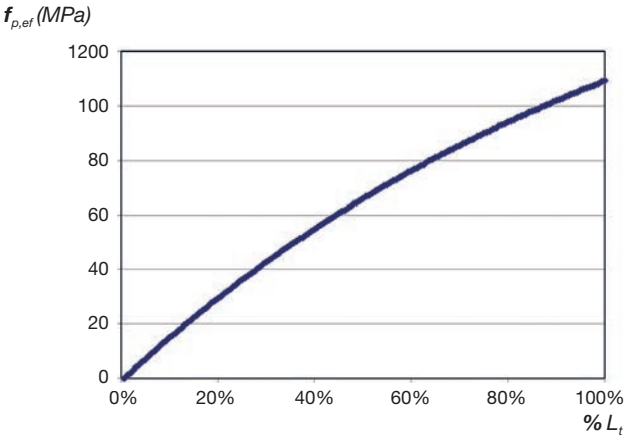



Figura 15. Desarrollo del pretensado. Ecuación (5), $f_{cc,t}$ 55 MPa, $f_{p,ef}$ 1091 MPa, $\phi$ 9,3 mm.

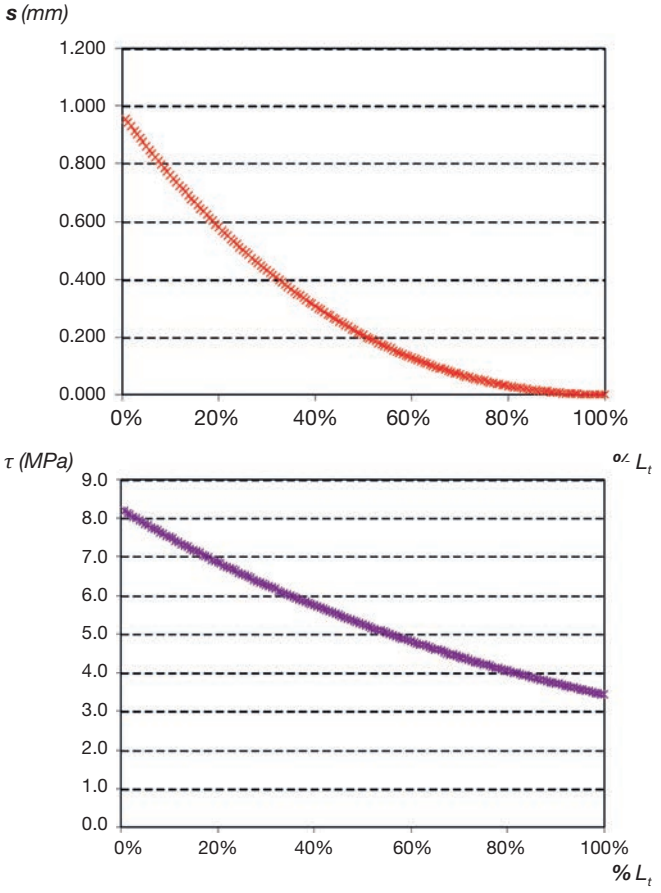



Figura 16. Deslizamiento relativo y tensiones tangenciales. Ecuación (5), $f_{cc,t}$ 55 MPa, $f_{p,ef}$ 1091 MPa, $\phi$ 9,3 mm.

### 6.2. Respuesta a los requerimientos del EC 2

Como se ha indicado, a cada modo de desarrollo de la fuerza de pretensado le corresponde un factor de forma $\alpha$ y un coeficiente $b$. Mediante leyes de adherencia del tipo representado por las Ecuaciones (2) o (4) se han obtenido los desarrollos de

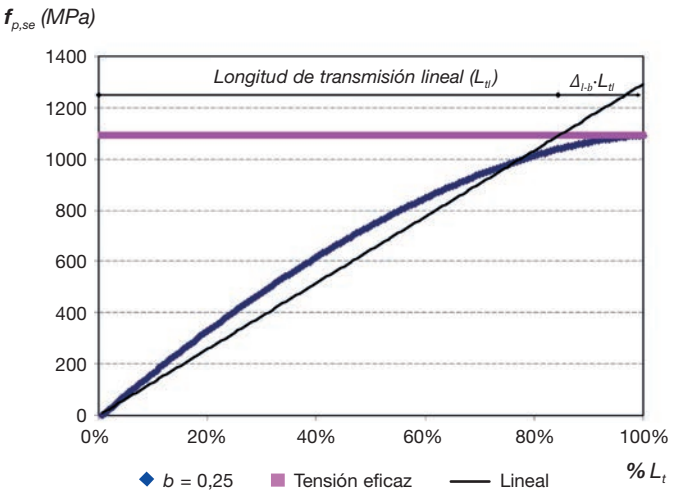



Figura 17. Modo de desarrollo con $b = 0{,}25$ y desarrollo lineal que produce el mejor ajuste.

pretensado y longitudes de transmisión correspondientes a diferentes valores de $b$. Se ha estimado, mediante la aplicación del método de mínimos cuadrados, el desarrollo lineal que se ajusta mejor a cada uno de los desarrollos obtenidos para distintos valores de $b$ (regresión lineal, fig. 17). Este nuevo desarrollo se correspondería con una ley de adherencia del tipo citado con $b=0$ y un coeficiente $C$ distinto al original, y se ha denominado *desarrollo lineal equivalente*.

A cada desarrollo lineal equivalente le corresponde un valor de $L_t$ (fig. 17). Se han obtenido los porcentajes de variación de $L_t$ entre un desarrollo con coeficiente $b$ cualquiera y su desarrollo lineal equivalente. Se ha comprobado que este porcentaje no depende del valor del coeficiente $C$, sino únicamente del de $b$, es decir, de la forma de la ley de desarrollo del pretensado. Tampoco influyen la tensión de tesado ni la resistencia del hormigón. Sí depende dicho porcentaje de la geometría de la armadura activa, dado que el valor de $b$, de acuerdo con la bibliografía consultada, depende de ella. Estos porcentajes de variación ajustan adecuadamente a las expresiones siguientes:

$$\Delta_{l\to b} = 72{,}5\% \cdot b \tag{38}$$

$$\Delta_{b\to l} = 61{,}6\% \cdot b \tag{39}$$

Siendo:

$\Delta_{l\to b}$ Porcentaje en que $L_t$ aumenta al pasar de un desarrollo lineal a otro de coeficiente $b$ equivalente.

$\Delta_{b\to l}$ Porcentaje en que $L_t$ disminuye al pasar de un desarrollo de coeficiente $b$ a otro lineal equivalente.

Con esto, se responde a los requerimientos del EC2 para utilizar modos de desarrollo distintos al lineal, pues se ofrece un procedimiento justificado de obtener la longitud de transmisión correspondiente al modo de desarrollo deseado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



### 6.3. Comparación entre leyes de adherencia semejantes

Como se verá a continuación, diferentes leyes de adherencia pueden arrojar resultados muy similares en cuanto al valor de $L_t$ y el modo de desarrollo de la fuerza de pretensado. Mediante la aplicación del método propuesto es posible comparar en más detalle los resultados derivados de adoptar cada una de las leyes, al obtenerse el deslizamiento relativo y la tensión a lo largo de la zona de transferencia. Esto permite dimensionar en consecuencia las piezas, controlar la producción o discriminar entre las leyes la que mejor ajusta unos resultados experimentales.

A modo de ejemplo, se comparan a continuación los resultados obtenidos mediante la aplicación de la Ecuación (5) (figs. 13 y 14) y de una ley del tipo definido por la Ecuación (2) al algoritmo propuesto en el apartado 5. Utilizando dicho método se han buscado los valores de C y b que arrojan el desarrollo del pretensado más próximo al obtenido con la Ecuación (5), resultando ser los siguientes (fig. 18):

$$\tau_{cs} = 9{,}85 \cdot \delta^{0{,}14} \qquad (40)$$

En las figuras siguientes (figs. 19 y 20) se representan los resultados obtenidos mediante la aplicación del método pro-

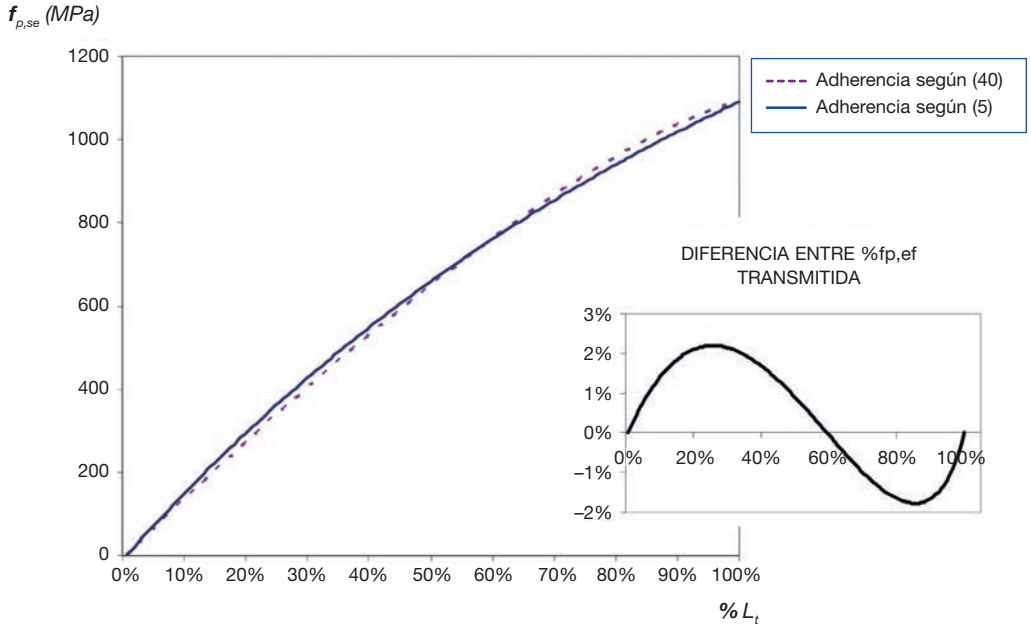



Figura 18. Desarrollos del pretensado obtenidos considerando como $\tau$(s) la Ecuación (40) y la Ecuación (5) en el método propuesto.

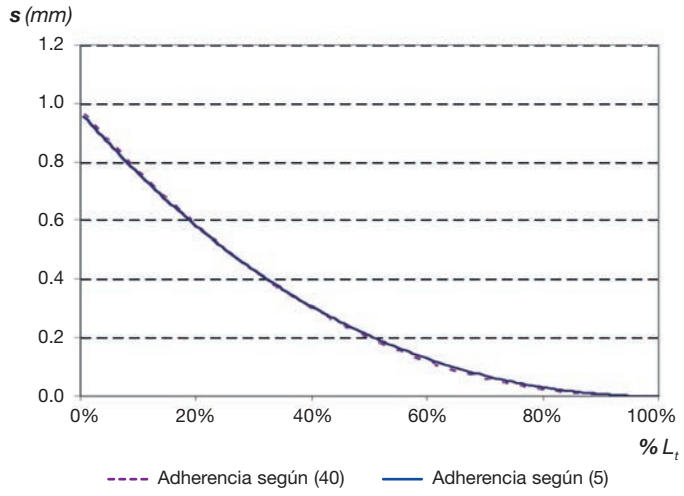



Figura 19. Deslizamiento relativo a lo largo de la zona de transferencia obtenido considerando como $\tau$(s) las expresiones (5) y (40) en el método propuesto.

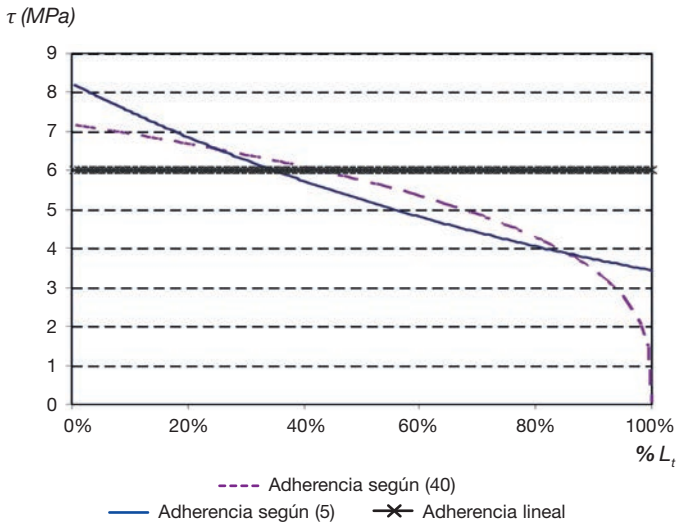



Figura 20. Tensión de adherencia a lo largo de la zona de transferencia obtenida considerando las expresiones (5) y (40).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



puesto considerando como expresión de $\tau(s)$ las Ecuaciones (5) y (40). Como puede observarse, el desarrollo del pretensado y el deslizamiento relativo entre el hormigón y el acero son significativamente iguales.

Sin embargo, a pesar de mostrar resultados tan similares en lo que a $L_t$, desarrollo y deslizamiento relativo entre el hormigón y el acero se refiere, las tensiones en la interfaz a lo largo de la pieza son claramente diferentes, como se observa en la figura 20. El valor de la tensión de adherencia a lo largo de la zona de transferencia obtenido con la Ecuación (5) es un 14% superior en el extremo libre de la pieza y llega a ser un 10% inferior cuando consideramos valores en el entorno del 60% de $L_t$.

En la figura 20 se muestra también el valor de la tensión de adherencia correspondiente a la estimación de desarrollo del pretensado lineal equivalente, obtenido mediante la aplicación de la Ecuación (39). En este sentido, es necesario destacar que en el caso de utilizar la Ecuación (5) propuesta por Den Uijl, si bien el valor de $L_t$ obtenido difiere del lineal equivalente en sólo un 10% y los desarrollos del pretensado son sensiblemente semejantes (fig. 21), el valor de la tensión de adherencia en el extremo de la pieza llega a suponer un incremento del 36% respecto a la estimación lineal. Si comparamos a continuación los resultados de adoptar la ley de $\tau(s)$ exponencial (Ecuación (40)) con la estimación lineal, se reduce la diferencia máxima en el extremo, pero sólo hasta un 20%. En ambos casos las tensiones fueron superiores en más de un 10% a la lineal durante el 23% inicial de la zona de transferencia aproximadamente. Estas diferencias pueden ser determinantes en el caso de piezas sin armadura transversal, y por tanto con un comportamiento no dúctil, como ya se ha señalado anteriormente.

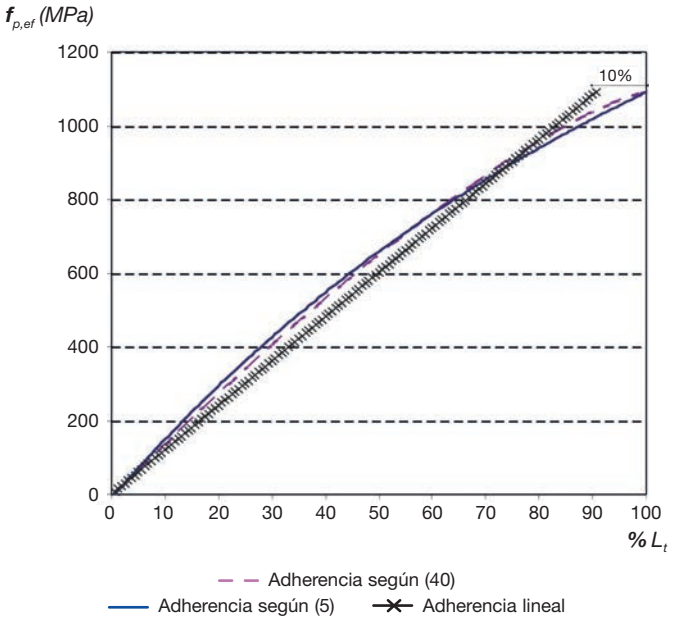



Figura 21. Desarrollos del pretensado obtenidos considerando la Ecuación (40) y la Ecuación (5) y la ley lineal equivalente.

Existen por último dos aspectos conceptuales que se ponen de manifiesto al comparar los resultados obtenidos con ambas leyes de adherencia.

El primero de ellos es que en caso de utilizar como ley expresiones semejantes a la Ecuación (40) o la Ecuación (3), el valor final de la tensión se aproxima de forma suave a cero (fig. 20), y por tanto se alcanza la tensión de pretensado de forma gradual (con tangente horizontal, ver figura 13), mientras que en el caso de considerar la adherencia según la Ecuación (5), existe un quiebro en el desarrollo del pretensado al alcanzar la transferencia, ya que el valor final de la tensión, al presentar una contribución de la adhesión constante [5], no tiende nunca a cero, sino que se reduce de forma brusca, ya que al no existir deslizamiento, tampoco existe tensión (fig. 20).

El segundo, relacionado con el primero, es que mantener una contribución de la adhesión a la tensión de adherencia constante, sea cual sea el valor del deslizamiento, parecería inadecuado para deslizamientos elevados, ya que se debería haber roto la adhesión. Más allá, parecería incorrecto considerar valores de la tensión de adherencia constantes, dado que la contribución a la adherencia de factores reconocidos en la generalidad de la bibliografía consultada, como el efecto Poisson, no es constante a lo largo de la zona de transferencia. No obstante, el comportamiento no lineal del hormigón que rodea la armadura activa podría justificar [4] la adopción de valores constantes.

## 7. Conclusiones y recomendaciones

A continuación se resumen las principales conclusiones y recomendaciones extraídas del estudio expuesto:

1. Existe una gran dispersión en el tratamiento de la longitud de transmisión y el desarrollo del pretensado entre las diferentes normas y propuestas de la bibliografía.
2. Se ha comprobado que el modo de desarrollo de pretensado afecta de forma significativa al porcentaje de fuerza de pretensado transmitida para una misma distancia, afectando al diseño de las piezas, con independencia de los valores adoptados por $L_t$.
3. También se ha comprobado que, incluso con desarrollos y valores de $L_t$ aparentemente semejantes, el modelo de tensiones de adherencia considerado puede implicar diferencias significativas entre los valores alcanzados por la tensión de adherencia.
4. De entre los Códigos y Normas, únicamente el EC2 permite explícitamente considerar leyes de desarrollo del pretensado distintas a la lineal, siempre y cuando se justifique y se adapte de forma coherente la longitud de transmisión.
5. Se ha propuesto un método de cálculo sencillo de implementar con medios informáticos usuales que permite responder a los requerimientos del EC2 y que aporta información respecto a las tensiones de adherencia y el deslizamiento a lo largo de la zona de transferencia. Creemos que es una herramienta de cálculo que permite abordar cálculos precisos con más seguridad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



## Agradecimientos

A los profesores Carlos Zanuy y Luis Albajar, a INTEMAC, al personal de la biblioteca de la Escuela de Ingenieros de Caminos de la U.P.M. y especialmente al profesor Joop A. Den Uijl. Esta investigación forma parte de un trabajo más extenso para una tesis que se desarrolla en el Departamento de Ingeniería Civil-Construcción de la Escuela de Ingenieros de Caminos de la U.P.M.

## Bibliografía

[1] French C, Shield CK, Klaseus D, Smith M, Eriksson W, Ma ZJ, et al. NCHRP web-only document Cast-in-place concrete conections for precast deck system. NCHRP 10-71 Final Report. Transportation Research Board of the National Academies, 782 pp. 2011.

[2] Janney JR. Nature of bond in pre-tensioned prestressed concrete. Journal of the American Concrete Institute. 1954;25:717-36.

[3] Russell B.W, Burns NH. Measured transfer lengths of 0.5 and 0.6 in. strands in pretensioned concrete. PCI Journal. 1996;41:44-64.

[4] Den Uijl JA. Background of the CEB-FIP Model Code 90 Clauses on Anchorage and Transverse Tensile Actions in the Anchorage Zone of Prestressed Concrete Members. 28 CEB Plenary Session; pp. 71-94; Viena; Septiembre, 1991.

[5] FIB. Bond of reinforcement in concrete: State of art report. FIB Bulletin. 2000;10.

[6] Tork BS, Gálvez JC, Planas J, Elices M. Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado I. Parte experimental. Hormigón y Acero. 1999;2.º trimestre:61-71.

[7] García G. Estudio analítico y numérico sobre la adherencia de cordones de acero en elementos pretensados de armadura pretesa. Proyecto Técnico. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. P. de La Coruña. Enero, 2001.

[8] Balázs GL. Transfer length of prestressing strand as a function of draw-in and initial prestress. PCI Journal. 1993;38:86-93.

[9] Balázs GL. Transfer control of prestressing strands. PCI Journal. 1992;37:60-9.

[10] Bruggeling ASG. Structural concrete. Theory and its application. A. A. BALKEMA, 1991.

[11] Vázquez C. Estudio comparativo de las propiedades de adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales. Tesis doctoral. Universidad de La Coruña. Diciembre, 2000.

[12] Tabatabai H, Dickson TJ. The history of the prestressing strand development length equation. PCI Journal. 1993;Noviembre-Diciembre: 64-75.

[13] CEB-FIP. Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural. GEHO-CEB. 1995.

[14] EN 1992-1-1 Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1 – 1: General rules and rules for buildings.. CEN. Diciembre 2004.

[15] UNE ENV 1992-1-1 Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: reglas generales y reglas para edificación. AENOR. Noviembre 1993.

[16] UNE ENV 1992-1-3 Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-3: reglas generales. Elementos y estructuras prefabricadas de hormigón. AENOR. Diciembre 1995.

[17] EHE-08. Instrucción de hormigón estructural. 4.ª ed. Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento; 2010.

[18] ACI Committee 318. Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-11) (versión en español y en sistema métrico). ACI. 2011.

[19] Den Uijl JA. Transfer length of prestressing strand in HPC. Progress Concrete Research. 1995;4: 75-90. Delf, The Netherlands.

[20] Olesniewicz A. Statistical evaluation of transmission length of strand. BISTYP, Varsovia. 1975.

[21] Chandler IJ. Transmission lengths of pretensioned tendons from measurements of pull-in. Senior Lecture; Civil Engineering; Curtin University of Technology; pp.131-135. Noviembre 1990.

[22] Caro LA. Comportamiento adherente diferido de armaduras pretesas en hormigón. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Julio 2012.

[23] Tur V, Fic S. Control of the transmission length in the prestressed hollow-core slabs using values of the strand end slip". Budownictwo i Architektura. 2013;12:171-8.

[24] Martí-Vargas JR, Arbelaez CA, Serna-Ros P, Navarro-Gregori J, Pallares-Rubio L. Analytical model for transfer length prediction of 13 mm prestressing strand. Structural Engineering and Mechanics. 2007;26:211-29.

[25] Jacobs JP. Commentary Eurocode 2. The European Concrete Platform ASBL. Junio 2008.

[26] Zanuy C, Albajar L, De La Fuente P. Evaluation of fatigue bond strength of anchorage zones with a mechanical model. ASCE Journal of Structural Engineering. 2013;139:28-38.

[27] Zanuy C. Investigating the negative tension stiffening effect of reinforced concrete. Structural Engineering and Mechanics. 2010;34:189-211.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):113-122

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

# EN 1992. Problemas en su aplicación y posibilidades de mejora

## *EN 1992. Problems in its application and suggestions for improvement*

Alejandro Pérez Caldentey* y Hugo Corres Peiretti

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, FHECOR Ingenieros Consultores; Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Madrid, España*

Recibido el 20 de julio de 2013; aceptado el 4 de febrero de 2014

**Resumen**

La entrada en vigor de los Eurocódigos, que son ya la única normativa vigente en la mayoría de los países euopeos, incluyendo Francia, Alemania y Reino Unido, y la idea, ya en fase de implementación a través del futuro *Código Estructural*, de que la parte de cálculo de las Instrucciones españolas de hormigón, acero y estructuras mixtas va a ser copia literal de los Eurocódigos, pone de manifiesto que la comunidad ingenieril española debe centrar sus esfuerzos en formarse para poder aplicar correctamente los eurocódigos y debe invertir energía en mejorar las futuras versiones de los eurocódigos. En este trabajo se señalan algunos problemas que se han detectado en la aplicación del Eurocódigo 2, para el proyecto de estructuras de hormigón, y se sugiere una serie de posibilidades de mejora que se han concretado en propuestas concretas transmitidas a través de AENOR al Subcomité 2 del Comité técnico TC-250 del CEN (Comité Europeo de Normalización), que es la empresa europea encargada, bajo mandato de la Comisión Europea, de la redacción de los Eurocódigos, para su consideración de cara a la nueva versión de los Eurocódigos cuya publicación está actualmente prevista para el año 2020.

*Palabras clave:* Evolución normativa; Cortante; Fisuración; CEN TC-250/SC2/WG1; Eurocódigo 2

**Abstract**

The Eurocodes, which are now the only valid structural code now in force in the majority of European countries, including France, Germany and the UK, and the idea, already under implementation, that the part dealing with structural design of the future Spanish Structural Code will be a literal copy of the Eurocodes, makes it evident that the Spanish engineering community must make an effort to obtain adequate training in the application of the Eurocodes and direct its energy at improving future versions of the Eurocodes, not at producing new national standards. In this paper some problems that have been detected in professional practice when applying Eurocode 2 to structural projects are described, as well as proposing some improvements to the current text. These suggestions for improvement have been transmitted through AENOR to Sub-Committee 2 of Technical Committee TC-250 of CEN. CEN (European Committee for Standardisation), is the European company charged, under mandate by the European Commission, with the review of the Eurocodes aimed at producing a new, easier-to-use and broader generation for the year 2020.

*Keywords:* Code evolution; Shear; Cracking; CEN TC-250/SC2/WG1; Eurocode 2

## 1. Introducción

A partir del año 2010 y con cierto retraso en función de los distintos países, por la necesidad de definir parámetros nacionales de aplicación, se adoptaron, ya sea como normativa única (Alemania, Francia, Reino Unido, Austria), ya sea como normativa alternativa a la normativa nacional (España, Italia) los Eurocódigos. En muchos de los países europeos se están desarrollando los primeros proyectos utilizando exclusivamente los Eurocódigos y esto hace que la experiencia de uso de esta normativa sea aún limitada. Sin embargo, poco a poco esta experiencia va poniendo de manifiesto distintos problemas que surgen en la aplicación de los mismos y las diferencias que ello supone respecto de la práctica tradicional de los distintos países.

Actualmente se está llevando a cabo la revisión de los Eurocódigos que se prevé terminar para el año 2020. Para ello, en el seno del CEN-TC250/SC2 (subcomité europeo, constituido por técnicos de todos los países, en el que se desarrolla el Eurocódigo 2) se ha creado el grupo de trabajo WG1. A través del AN/CTN-140/

*Autor para correspondencia.
*Correo electrónico:* apc@fhecor.es (A. Pérez Caldentey).

0439-5689 © 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



SC2 (subcomité español espejo del CEN-TC250/SC2) se ha realizado una serie de propuestas encaminadas a hacer evolucionar los Eurocódigos en la dirección de mejorar aspectos concretos y contribuir al esfuerzo europeo para modernizar esta normativa. En este artículo se plantean algunos de estos aspectos justificando por qué deben ser objeto de revisión e indicando una posible dirección en la que puede plantearse dicha revisión.

## 2. Efecto de la distribución de la carga en la resistencia a cortante de elementos con armadura transversal

El modelo para el cálculo a cortante de elementos sin armadura transversal incluido en EN 1992-1-1 (Parte 1-1 del Eurocódigo 2 *Proyecto de estructuras de hormigón*) se basa en un ajuste empírico seguro respecto de ensayos de laboratorio de elementos estructurales isostáticos sometidos a cargas puntuales. Debido a la gran influencia que tiene en la resistencia a cortante medida en este tipo de ensayos la relación entre la distancia de la carga al apoyo (*a*) y el canto útil (*d*), los ensayos utilizados para este ajuste cumplen la condición *a/d* >2,50. En la figura 1 se muestra, como ejemplo para ilustrar este aspecto, algunos de los ensayos llevados a cabo por Díaz de Cossío y Siess de vigas sometidas a carga puntual [1] con valores de *a/d* variables.

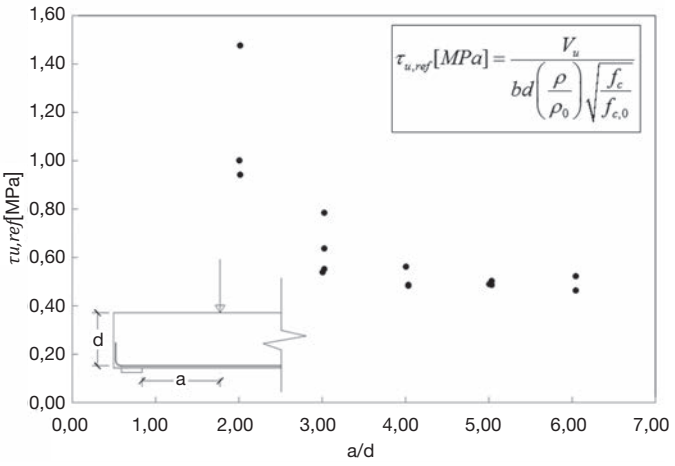



Figura 1. Ejemplo de la influencia de la relación a/d en la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal (Ensayos de Díaz de Cossío y Siess [1]).

Sin embargo, las cargas que solicitan a muchos de los elementos que se han proyectado tradicionalmente sin armadura de cortante no responden a este esquema, puesto que se encuentran sometidos a cargas uniformes (losas en edificios) o triangulares (muros sometidos a empujes de tierra). No es posible mantener el proyecto de muchos de estos elementos sin armadura transversal, si se aplican para su proyecto estrictamente los criterios establecidos en EN 1992-1-1. Para un análisis más profundo de este aspecto ver la referencia [2].

Por otra parte, la experimentación demuestra que la resistencia a cortante es más elevada cuando se ensayan elementos sometidos a carga distribuida e investigaciones recientes muestran que este aumento puede ser espectacular para cargas triangulares, lo cual tiene una aplicación muy clara para el proyecto de muros [3]. En el trabajo descrito en la referencia [3] se ensayaron 8 vigas, idénticas dos a dos para detectar resultados anómalos, compuestas por un voladizo compensado por un tramo anclado de tal forma que se aplicaba la carga al voladizo provocando una reacción en el anclaje trasero (ver esquema estructural en la figura 2). De esta forma el tramo de anclaje representa un voladizo sometido a carga puntual, mientras que el voladizo frontal está sometido a una carga uniforme o triangular. Los ensayos se concibieron para que la relación *M/(V·d)*, que, para el típico ensayo de viga bi-apoyada sometida

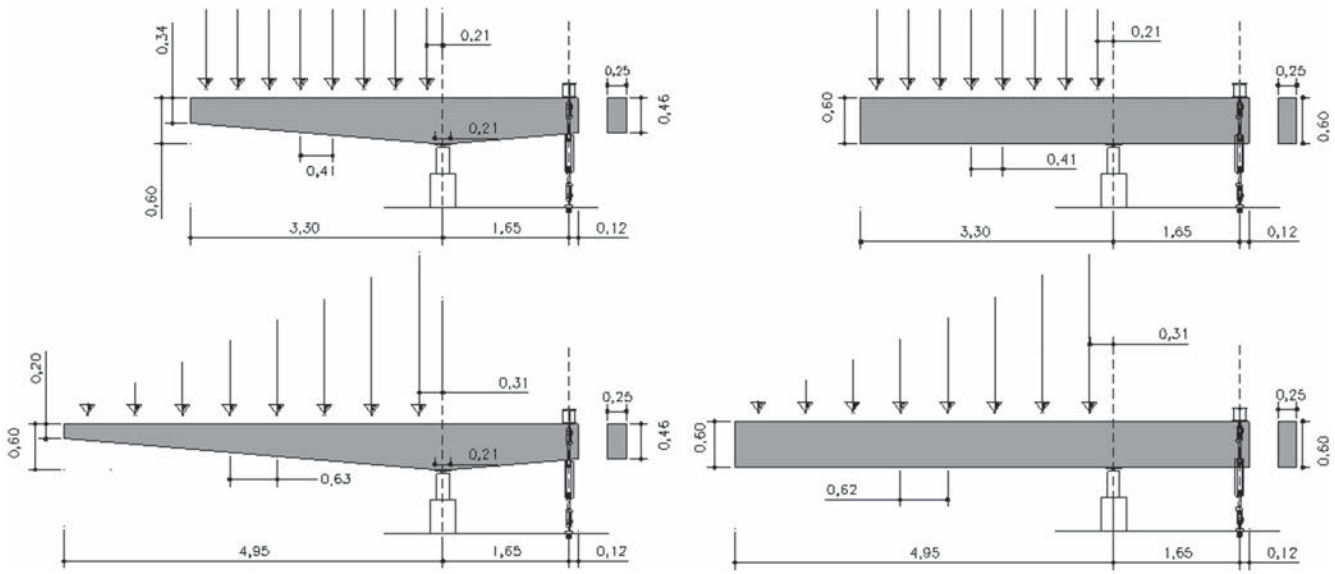



Figura 2. Esquema estructural de ensayo de los elementos de la referencia [3]. Se ensayan a cada lado del apoyo central un voladizo sometido a carga puntual y otro sometido a carga uniforme o triangular manteniendo constante la relación *M/V*.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



a carga puntual, es igual a la relación *a/d*, fuera el mismo para el voladizo frontal que para el voladizo trasero. De esta forma se puede comparar en el mismo elemento con el mismo hormigón, la resistencia frente a carga puntual y a carga distribuida o triangular, eliminando una variable muy importante como es la interacción Momento-Cortante. En estos ensayos la relación *M/V* se tomó igual a 1,65/0,55 = 3,0, un valor que es apropiado de cara a minimizar el efecto de la relación *a/d* en la resistencia.

Las vigas se denominaron con las letras "C" o "V" en función de si eran de canto constante o variable, seguidas de "R" o "T" en función de si el voladizo se cargaba con carga repartida o triangular y el número 1 o 2 debido a que se ensayaron dos vigas de cada tipo, como ya se ha indicado. Todas las probetas se proyectaron con una armadura de flexión compuesta por 2 barras $\phi$26,5 de calidad 850/1050 no pretensadas. Se usaron barras de alta resistencia para poder representar elementos con cuantías geométricas bajas (0,79% en este caso), dado que los elementos que se proyectan sin armadura de cortante tienen cuantías bajas (losas), y evitar una rotura por flexión.

Los resultados obtenidos se detallan en la figura 3. Todos los ensayos rompieron a cortante primero por el vano anclado (carga puntual). Tras esta rotura se reparaba dicho vano mediante placas de acero colocadas en la cara superior e inferior de la viga y cosidas mediante 6 barras $\phi$12. Tras la reparación se procedía a un nuevo ciclo de carga hasta producir la rotura por el voladizo. Aquí también se produjo una rotura a cortante en todos los casos. Se observa claramente en la figura 3 que los elementos sometidos a carga distribuida resisten más que los sometidos a carga puntual. Esta diferencia es del orden de un 20% cuando la carga es distribuida, y se dispara hasta valores de más del 100% para carga triangular. Por otra parte, se observa que, para carga puntal, no existe contribución de la componente vertical de la flexión, debido a que la biela entra directamente al apoyo y este esquema es el mismo independientemente de si el canto es constante o variable. Por ello, la resistencia del vano sometido a carga puntual es la misma con canto constante o variable. Este es un aspecto que no está explícito en la normativa y que debería reflejarse dado que puede dar lugar a errores en proyecto.

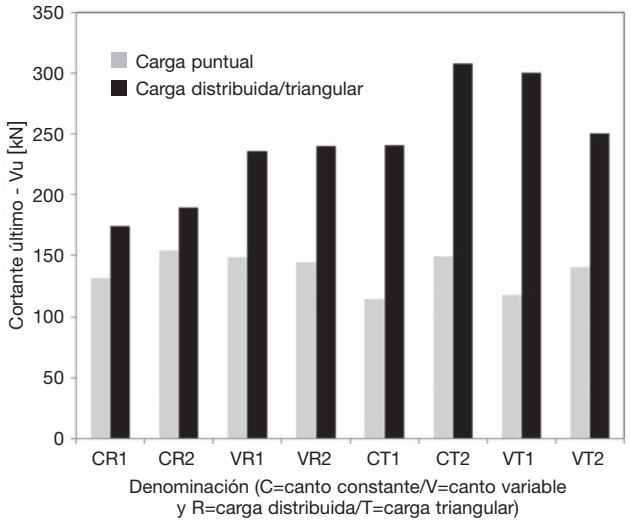



Figura 3. Resultados brutos de los ensayos de la referencia [3].

En la tabla 1 se presenta un análisis más elaborado de los resultados en donde se resta a los elementos de canto variable la contribución de la componente de la flexión tomada fuera de la zona de entrada directa de la carga. Se observa que con esta corrección el incremento de resistencia en elementos sometidos a carga uniforme está entre el 20 y el 30% mientras que en elementos con carga triangular la sobre-resistencia es de más del doble, salvo para el elemento VT2 donde el valor es del 43%. No obstante, parte de esta diferencia se debe a que la resistencia de este elemento frente a carga puntual es relativamente elevada.

Si se aplica la fórmula de EN 1992-1-1 para la geometría de estos ensayos, con una resistencia del hormigón correspondiente a un valor medio de 35 MPa, la resistencia a cortante que se obtendría sería de:

$$V_R = 0{,}18\left(1+\sqrt{\frac{200}{550}}\right)\left(100\times\frac{7{,}9}{1000}35\right)^{\frac{1}{3}}\times 0{,}25\times 0{,}55\times 1000 = 120kN$$

Se observa que este valor está en línea con los valores más bajos obtenidos en estos ensayos (114 y 118 kN), lo cual confirma que la fórmula de EN 1992-1-1 es una buena aproximación para elementos sometidos a carga puntual alejada del apoyo.

Por otra parte, si se corrige el cortante resistente para tener en cuenta la parte de carga que entra directamente al apoyo (lo cual supone, según EN 1992-1-1, considerar el 25% del cortante

Tabla 1
Resultados brutos de los ensayos de la referencia [3]. Se corrigen los ensayos de canto variable restando al cortante resistente la componente vertical de la flexión, solamente para carga distribuida

| Ensayo | Cortante último medido en ensayo | | | | $V_{R,di}/V_{R,P}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Carga puntual $V_{R,P}$ [kN] (1) | Carga distribuida (DL) $V_{R,di}$ [kN] (2) | Componente vertical de la flexión *Vcd* [kN] | *DL-Vcd* ($V_{R,di}$) [kN] (3) | Ensayo (2)/(1) | Ensayo corregido (3)/(1) |
| CR1 | 132 | 174 | 0 | 174 | 1,32 | 1,32 |
| CR2 | 154 | 190 | 0 | 190 | 1,23 | 1,23 |
| VR1 | 148 | 236 | 45,3 | 191 | 1,59 | 1,29 |
| VR2 | 144 | 240 | 46,1 | 194 | 1,67 | 1,35 |
| CT1 | 114 | 241 | 0 | 241 | 2,11 | 2,11 |
| CT2 | 149 | 308 | 0 | 308 | 2,07 | 2,07 |
| VT1 | 118 | 300 | 57,6 | 242 | 2,54 | 2,05 |
| VT2 | 141 | 250 | 48,0 | 202 | 1,77 | 1,43 |

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



situado entre el apoyo y el *0,5d* y un valor variable de la carga entre el 25% y el 100% del cortante para la carga situada entre *0,5d* y *2d*) se puede obtener el cortante predicho para el ensayo por el modelo de EN-1992-1-1 a partir de la ecuación (1) para carga uniformemente repartida y a partir de la Ecuación (2) para carga triangular. En estas expresiones $q_u$ es la carga última uniforme y $q_{u,max}$ el máximo valor de la carga última triangular que producirían el agotamiento de la pieza de acuerdo con EN 1992-1-1, $d$ es el canto útil y $L$ la luz del voladizo.

$$120 = q_u \times [(L-2d) + 0,25 \times 0,5 \times d + 0,625 \times 1,5 \times d]$$
$$q_u = \frac{120}{L - 0,9375d} \rightarrow V_{R,EN1992} \approx q_u L \quad (1)$$

$$120 = q_{u,\max} \times \left[ \frac{1}{2} \frac{(L-2d)^2}{L} + 0,25 \times 0,5 \times d \times \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{L-0,5d}{L} \right) + \right.$$
$$\left. + \frac{1}{2} \left( \frac{L-2d}{L} + 0,25 \frac{L-0,5d}{L} \right) \times 1,5 \times d \right] \quad (2)$$
$$q_{u,\max} = \frac{120}{\frac{L}{2} + 0,375 \frac{d^2}{L} - 0,9375d} \rightarrow V_{R,EN1992} \approx \frac{1}{2} q_{u,\max} L$$

En la tabla 2 se aplica este criterio a los ensayos de la referencia [3] y se comparan con los valores medidos. Se observa que EN 1992-1-1 queda siempre del lado de la seguridad.

Todos estos datos, junto con otras evidencias de más amplio espectro (ver, por ejemplo, el análisis recogido en [4]), hacen necesario el planteamiento de la inclusión del efecto de la influencia de la carga en la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal en la futura versión de EN 1992-1-1. Para ello se está trabajando en el seno del CEN-TC250/SC2/WG1 en una propuesta concreta.

## 3. Inclusión de una formulación para el anclaje de barras mediante placa

EN 1992-1-1 no cubre el anclaje de barras mediante placa (fig. 4), una tecnología que es fundamental en muchas aplicaciones prácticas, en particular en zonas con gran congestión de armadura. Este tipo de solución está muy extendida en particular en el proyecto de plataformas off-shore. Tradicionalmente, su cálculo se ha hecho considerando la propuesta de la norma ACI-318 [5]. Sin embargo esta propuesta presenta una serie de limitaciones debido a que su origen es empírico. Estas limitaciones son:

- 1/3 del anclaje de la barra debe realizarse por adherencia
- El acero debe tener un límite elástico inferior a 413 MPa
- El hormigón debe tener una resistencia superior a 34 MPa
- En muchos casos el recubrimiento lateral que exige el ACI-318 es excesivo

Debido a estas limitaciones, el modelo deja sin respuesta un sinfín de problemas prácticos. Con este trasfondo, FHECOR Ingenieros Consultores, junto con la UPM, colaboraron en el proyecto de investigación liderado por ARMATEK, "Investigación y desarrollo de un nuevo método de anclaje de barras de acero corrugadas en hormigón y estudio de sus aplicaciones en la construcción", parcialmente financiado por el CDTI con el código de proyecto IDI-20110631.

Como resultado de este proyecto se desarrolló un modelo teórico, basado en una idea física, que no tiene las limitaciones del modelo del ACI-318 y que además se ajusta sensiblemente mejor a los resultados experimentales disponibles.

Este modelo parte de la formulación clásica de una carga aplicada sobre un macizo de hormigón que se aplica de forma



Figura 4. Distintas técnicas para producir barras ancladas con placa. De arriba abajo: soldadura por fricción, rosca cónica, remache, soldadura tradicional.

Tabla 2
Evaluación del modelo de EN 1992-1-1 teniendo en cuenta la corrección por la carga que entra directamente al apoyo

| Ensayo | Carga distribuida (DL) $V_{R,di}$ [kN] (1) | L [m] | $q_{u,\text{EN 1992-1-1}}$ | $V_{u,\text{EN 1992-1-1}}$ | *DL-Vcd* ($V_{R,di}$) [kN] (3) | (3)/(2) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CR1 | 174 | 3,3 | 43,1 | 142,2 | 174 | 1,22 |
| CR2 | 190 | 3,3 | 43,1 | 142,2 | 190 | 1,34 |
| VR1 | 236 | 3,3 | 43,1 | 142,2 | 191 | 1,34 |
| VR2 | 240 | 3,3 | 43,1 | 142,2 | 194 | 1,36 |
| CT1 | 241 | 4,95 | 60,5 | 149,8 | 241 | 1,61 |
| CT2 | 308 | 4,95 | 60,5 | 149,8 | 308 | 2,06 |
| VT1 | 300 | 4,95 | 60,5 | 149,8 | 242 | 1,62 |
| VT2 | 250 | 4,95 | 60,5 | 149,8 | 202 | 1,35 |

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



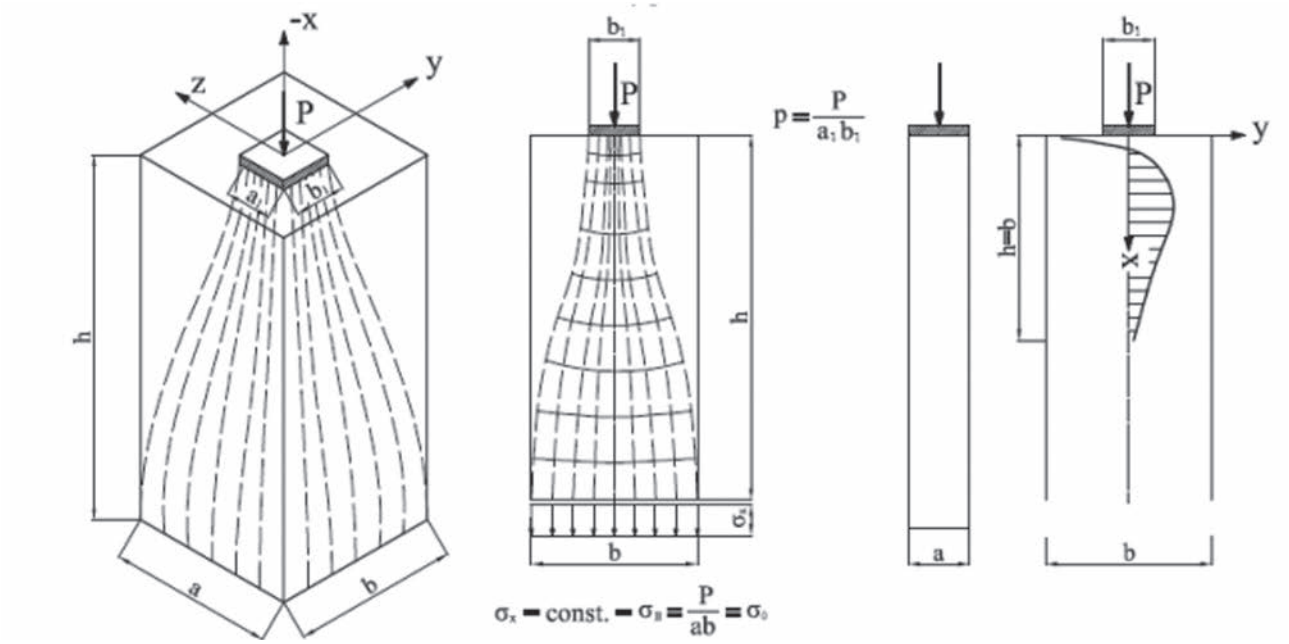



Figura 5. Carga aplicada sobre un macizo de hormigón. Definición de la notación.

habitual para dimensionar la armadura necesaria para difundir la carga (figs. 5 y 6). En el caso de una barra anclada con placa no se dispone una armadura para resistir las tracciones que se generan. Por ello el modelo se basa en estimar cuál es la resistencia a tracción del hormigón sin armadura en términos de fuerza, suponiendo un modelo tipo splitting. El modelo se basa en estimar que la superficie de hormigón que resiste la tracción es una superficie vertical y rectangular que tiene un canto igual

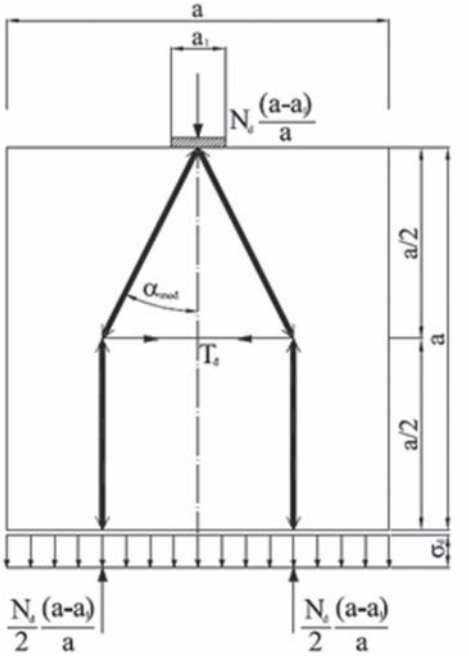



Figura 6. Difusión de la carga. Modelo de bielas y tirantes adoptado. El ángulo de difusión supuesto ($\alpha_{mod}$) es de 26,56°

al ancho del bloque (*a*) (cuyas dimensiones vendrán delimitadas por el recubrimiento frontal –es decir, será igual a dos veces la distancia entre el eje de la barra y el borde del bloque más próximo a la barra) y cuyo ancho corresponde a un ancho eficaz definido de acuerdo con la ecuación (3), donde *b* es el ancho del bloque, cuya dimensión vendrá fijada por la separación entre barras o el recubrimiento lateral (en este caso b sería igual a dos veces la distancia entre el eje de la barra y el borde paralelo a la dimensión *a* más próximo) y $b_1$ es el ancho de la placa, paralelo a la dimensión *b*. $\beta$ es un parámetro de modelo que se toma igual a 1,00, lo cual supone una difusión de la fuerza igual en las dos direcciones (consistente con $\alpha_{mod} = 26{,}56°$).

$$b_{ef} = b_1 + \beta a \leq b \tag{3}$$

Con estos criterios, se plantea la ecuación (4). En esta ecuación $T_{Sd}$ es la tracción solicitante, derivada del modelo de bielas y tirantes clásico, y $T_{Rd}$ es la tracción que resiste el hormigón. $\kappa$ es un factor de modelo que tiene en cuenta que la distribución de tracciones en la sección resistente no es uniforme y adopta un valor de 2/3 que correspondería a una distribución de tensiones parabólica.

$$T_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{2} tg(\alpha_{mod}) \left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab}}\right)$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} \rightarrow \frac{N_{Sd}}{2} tg(\alpha_{mod}) \left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}}\right) \leq \kappa f_{ctd} ab_{ef} \tag{4}$$

$$N_{Rd,2} = N_{sd} \rightarrow N_{Rd,2} = 2 \times \kappa \frac{f_{ctd}}{tg(\alpha_{mod})} \frac{ab_{ef}}{\left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}}\right)}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



La ecuación (5) muestra cómo queda la expresión de la rotura por tracción debida a la difusión con los valores numéricos de los parámetros de modelo adoptados.

$$N_{Rd,2} = \frac{8}{3} \times f_{ctd} \frac{ab_{ef}}{\left(1 - \sqrt{\frac{a_1 b_1}{ab_{ef}}}\right)} \qquad (5)$$

$$f_{ctd} = 0{,}21 \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

Adicionalmente, es posible que la rotura se produzca por compresión excesiva. Esta compresión puede ser más o menos uniaxial, cuando las dimensiones de la placa se asemejan a las dimensiones del bloque, o por compresión triaxial cuando las dimensiones del bloque son muy grandes respecto de las dimensiones de la placa. Esta segunda condición viene expresada por la ecuación (6) y corresponde a un planteamiento clásico.

$$N_{Rd,1} = \min\left(f_{cd}\sqrt{\frac{ab}{a_1 b_1}}; k_{ct} f_{cd}\right) a_1 b_1 \qquad (6)$$

El valor de $k_{ct}$ adoptado normalmente por la normativa, incluyendo EN 1992-1-1, es de 3,0, o, en algunos casos 3,3. No obstante, este valor es muy conservador y en la referencia [6] el propio Leonhardt, padre de esta expresión, indica que el factor de 3,0 lleva implícito un factor de seguridad de 3. Por ello, en las comparaciones con los datos experimentales se ha adoptado un valor de $k_{ct}$ igual a 9,0.

En la figura 7 se muestra la comparación del modelo propuesto para los ensayos llevados a cabo por De Vries [7]. Estos ensayos consisten en ensayos de pull-out profundos donde las barras se encuentran ancladas en un bloque de hormigón a una profundidad suficiente para que el tipo de rotura sea de tipo *blow-out*. Se han considerado solamente ensayos en los que no hay adherencia entre la barra y el hormigón, algo que se consigue mediante un envainado de la barra hasta la posición de la placa de anclaje. Por otra parte, debido a que en [7] se especifica solamente la resistencia media del hormigón a compresión, para esta comparación, la resistencia a tracción se ha estimado a partir de la fórmula: $f_{ct,m} = 0{,}3\sqrt[3]{f_{cm}^2}$. En la referencia [8] se demuestra que esta formulación mejora significativamente los modelos propuestos por el propio De Vries que forman la base de la propuesta del código americano ACI-318. Igualmente en dicha referencia se contrasta el modelo con 383 ensayos llevados a cabo por Niyogi [9], también con excelentes resultados.

Respecto de la seguridad del modelo, en la figura 8 se muestra la comparativa utilizando los ensayos de De Vries introduciendo la resistencia característica del hormigón (restándole a los valores medidos 8 MPa) y un coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón de 1,50. Se observa que la formulación propuesta es suficientemente segura.

A la vista de lo expuesto anteriormente, se considera una necesidad que el Eurocódigo cubra en su próxima revisión el problema de las barras ancladas con placa. Por otra parte, el modelo que se propone mejora los modelos implementados en otras normas y resulta suficientemente seguro.

## 4. Relación entre durabilidad y abertura de fisura, en particular en presencia de recubrimientos importantes

Los elementos en contacto con tierras deben necesariamente proyectarse con grandes recubrimientos (70 mm). La formulación de fisuración de EN 1992-1-1 hace que estos elementos se vean penalizados al aumentar la separación entre fisuras con el recubrimiento, de tal forma que muchos de estos elementos y en particular los muros pantalla, vienen dimensionados por la necesidad de limitar la abertura de fisura. Esta circunstancia es relativamente paradójica puesto que se provee a estos elementos de un recubrimiento importante precisamente para mejorar sus condiciones de durabilidad.

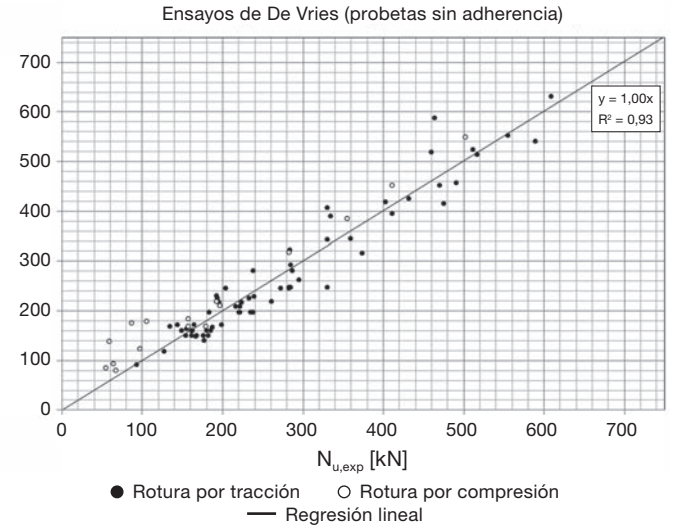



Figura 7. Contrastación experimental del modelo propuesto frente a los ensayos de referencia (De Vries [8]).

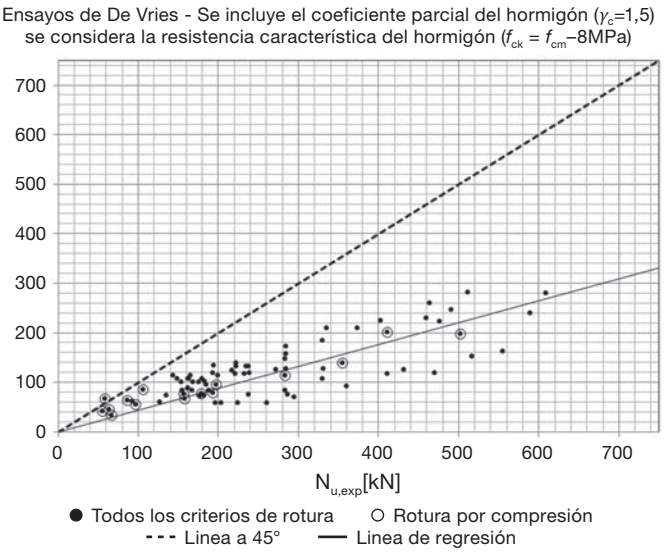



Figura 8. Seguridad del modelo evaluada utilizando los ensayos de De Vries [8].

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Teniendo en cuenta este contexto, COMSA lideró el proyecto de investigación "Estudio de fisuración en muros pantalla" con la participación de FHECOR Ingenieros Consultores y el grupo de Hormigón Estructural de la Universidad Politécnica de Madrid. Este proyecto fue parcialmente financiado por el CDTI bajo el código de proyecto IDI-20080937.

Como parte de los trabajos realizados en este contexto, se llevaron a cabo ensayos a escala real en vigas simplemente apoyadas con dos voladizos, con una amplia zona de flexión constante [10,11]. Estos ensayos se concibieron de tal forma que se pudiera poner claramente de manifiesto la influencia del recubrimiento. En las figuras 9 y 10 se muestra el esquema del ensayo y las secciones transversales de las vigas ensayadas, respectivamente.

Los ensayos se identifican con un código de 3 números del tipo *ω-c-s*, siendo

- *ω*, el diámetro en mm
- *c*, el recubrimiento geométrico en mm
- *s*, la separación entre cercos en cm (este código vale 00 para los elementos que no lleven cercos en la zona central)

En la tabla 3 se muestran los valores de la abertura de fisura media y la abertura de fisura máxima medidas para una tensión

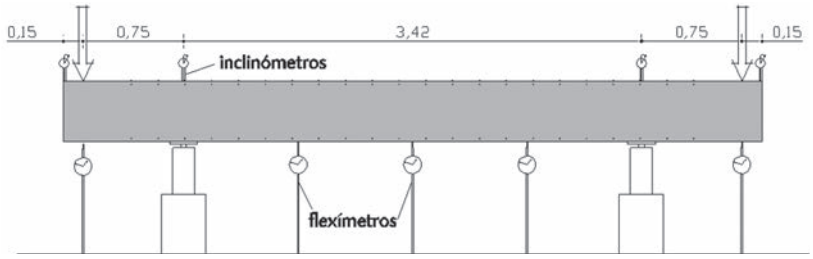



Figura 9. Esquema de ensayo de vigas a fisuración con una zona de 3,42 m sometida a flexión constante.

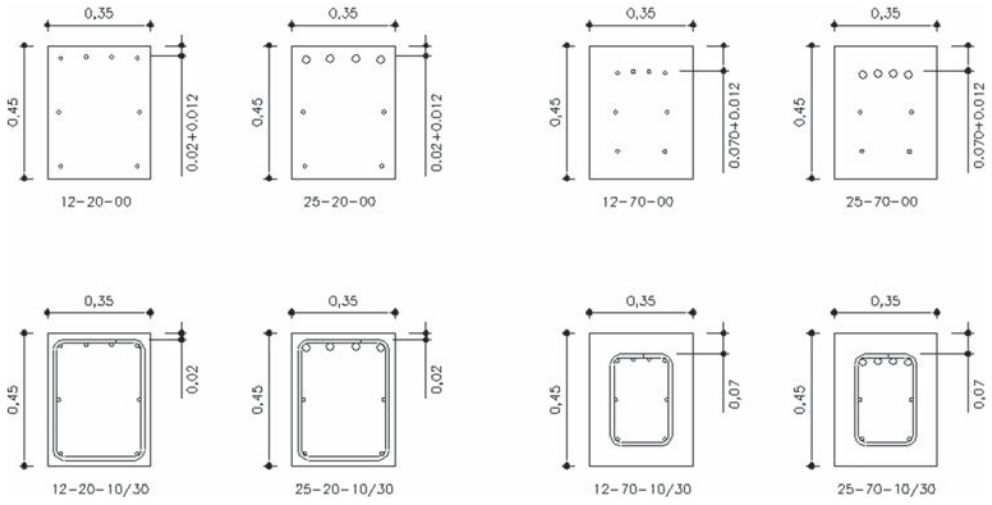



Figura 10. Secciones transversales de los elementos ensayados. Se variaron los siguientes parámetros: relación $\phi/\rho_{ef}$ (utilizando 4$\phi$12 o 4$\phi$25 en la cara traccionada), el recubrimiento (20 o 70 mm) y la cuantía de armadura transversal con elementos sin cerco, con cercos a 10 cm y con cercos a 30 cm.

Tabla 3
Abertura de fisura (mm) medida (valor medio/valor máximo) y valores obtenidos por aplicación de las principales normas de hormigón estructural

| Ensayo | EN-1992 | MC-90 | EHE/EHE-08 | BS | ACI-318 | Ensayo |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 12-20-00 | 0,09/0,16 | 0,10/0,16 | 0,11/0,18 | 0,06/0,11 | 0,11/0,15 | 0,15/0,31 |
| 12-20-10 | | | | | | 0,19/0,33 |
| 12-20-30 | | | | | | 0,26/0,33 |
| 12-70-00 | 0,19/0,24 | 0,16/0,24 | 0,20/0,34 | 0,15/0,25 | 0,25/0,34 | 0,28/0,42 |
| 12-70-10 | | | | | | 0,32/0,35 |
| 12-70-30 | | | | | | 0,39/0,49 |
| 25-20-00 | 0,09/0,15 | 0,08/0,11 | 0,13/0,22 | 0,09/0,15 | 0,12/0,16 | 0,20/0,34 |
| 25-20-10 | | | | | | 0,16/0,29 |
| 25-20-30 | | | | | | 0,19/0,33 |
| 25-70-00 | 0,20/0,35 | 0,09/0,14 | 0,25/0,42 | 0,24/0,40 | 0,30/0,40 | 0,35/0,61 |
| 25-70-10 | | | | | | 0,27/0,63 |
| 25-70-30 | | | | | | 0,34/0,64 |

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



de trabajo normal en servicio de 250 MPa. Igualmente se recogen los valores correspondientes calculados con los modelos de las principales normas de hormigón estructural. Destaca que para el recubrimiento de 70 mm, las aberturas de fisuras son excesivas, particularmente para los elementos con mayor armadura. El mejor comportamiento de las vigas menos armadas se atribuye a que el efecto de contribución entre fisuras es todavía muy importante para este nivel tensional. También se observa que los valores proporcionados por la normativa se quedan cortos.

Se plantea por tanto la pregunta acerca de si esto es realmente un problema desde el punto de vista de la durabilidad, dado que ciertamente lo será si el problema es de apariencia. La figura 11 muestra una interpretación respecto de por qué crece tanto la abertura de fisura con el recubrimiento. La fisuración en torno a una barra de acero se puede descomponer en una fisuración principal que está formada por las fisuras pasantes que llegan a la superficie del hormigón y una serie de fisuras secundarias (fisuras de Goto [12]). De esta forma la abertura de fisura es muy pequeña en la proximidad de la barra porque la diferencia de deformación entre el hormigón y el acero se absorbe por la abertura de muchas fisuras. A medida que la abertura de la fisura pasante se evalúa más lejos de la cara de la barra su valor crece debido a que se van cerrando las fisuras secundarias (ver también las referencias [13] y [14]). Por tanto, cuanto más importante es el recubrimiento menor será el número de fisuras pasantes. En el ejemplo de la figura 11 la abertura de fisura superficial será el doble en el elemento superior, que tiene más recubrimiento, respecto de la del elemento inferior, que tiene menos recubrimiento. Sin embargo, en la barra no hay ninguna razón para pensar que ambas aberturas de fisura no serán iguales.

Una forma de tener en cuenta este aspecto es exigir el cálculo de la abertura de fisura para un recubrimiento nominal (por ejemplo 25 mm, por ser éste una valor tradicional) a efectos de limitar su valor por razones de durabilidad, mientras que se haría el cálculo con el recubrimiento real a efectos de apariencia o control de las aberturas de fisura reales en obra.

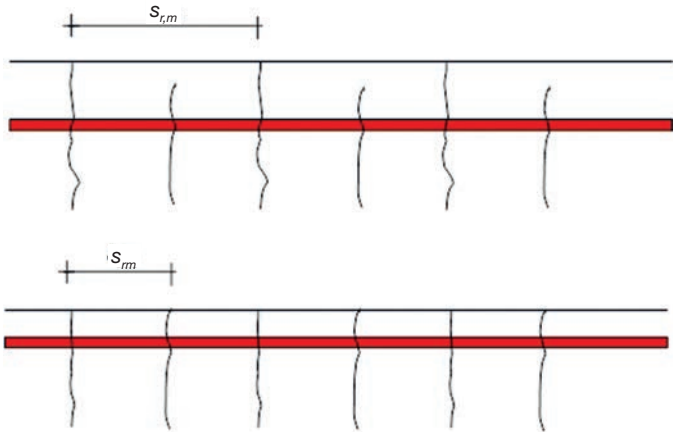



Figura 11. Separación entre fisuras superficiales en función del recubrimiento del elemento. En el elemento superior la abertura de fisura en superficie será el doble de la que se medirá en el elemento inferior. Sin embargo, a nivel de la barra, ambos elementos tendrán, en principio, la misma abertura de fisura.

## 5. Límites de esbeltez para vigas y losas

Los límites de esbeltez planteados en EN 1992-1-1 para evitar el cálculo de deformaciones llevan implícitos una serie de supuestos cuya variación influye de forma muy significativa en los valores de dichos límites [15]. En particular, la formulación actual lleva implícita una relación entre carga permanente ($Q_{perm}$) y carga total ($Q_{tot}$) del 60% y considera la fisuración solamente debida a la carga cuasipermanente, y no tiene en cuenta que la posible aplicación de la sobrecarga característica daría lugar a un deterioro del efecto de la contribución de la resistencia a tracción del hormigón entre fisuras. Este último supuesto, adoptado en su día para no incrementar los valores de límites de esbeltez tradicionales manejados hasta esta fecha, no es consistente con métodos constructivos muy habituales en los que se cimbran en edificios dos o tres plantas sobre las losas ya construidas induciendo en las mismas cargas que se aproximan a sus valores característicos, y ha sido criticado por Vollum [16].

En la figura 12 se muestra la influencia de la relación $Q_{perm}/Q_{tot}$ en el valor del límite de esbeltez para un hormigón C30/37. Se observa una diferencia importante. Para una cuantía geométrica de la armadura traccionada $\rho = A_s/(bd) = 1{,}5\%$, se obtienen valores de la relación luz/flecha ($L/f$) de 15,5 para $Q_{perm}/Q_{tot} = 50\%$, 14,1 para $Q_{perm}/Q_{tot} = 60\%$ y 12,3 para $Q_{perm}/Q_{tot} = 75\%$. Hay por tanto un amplio margen de maniobra y resulta deseable incorporar esta variable en el modelo.

De la misma forma, en la figura 13 se muestra la influencia de considerar la aplicación de la carga característica o solamente la de la carga cuasipermanente a efectos de evaluar la contribución del hormigón entre fisuras. El gráfico está obtenido para un hormigón C30/37 y una relación $Q_{perm}/Q_{tot} = 60\%$. Se observa que la diferencia se concentra en la zona de cuantías bajas, debido a que, para cuantías altas, el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras es mucho menos importante. Aunque la diferencia es relativamente modesta (L/f = 20 si sólo se considera la carga cuasipermanente y L/f=19 si se considera la carga característica), se podrían obtener valores mayores para otras resistencias y otras distribuciones de carga y se considera necesario corregir el modelo actual para adaptarlo a la consideración de unas condiciones de contribución del hormigón entre fisuras más desfavorables.

Finalmente, se hace hincapié en el carácter prestacional que debe tener la normativa moderna, de tal forma que debe ser el propietario de la estructura quien decida cuál es el límite admisible para las flechas de su estructura en función del uso que quiera darle a la misma. Queda claro que la formulación del límite de esbeltez variará de forma importante si se fija el límite de la flecha en L/300 o L/200 en lugar del valor adoptado actualmente de L/250.

Se propone por tanto modificar la formulación de los límites de esbeltez para tener en cuenta los siguientes parámetros, actualmente implícitos o no considerados:

- Distribución de la carga (es decir, relación $Q_{perm}/Q_{tot}$).
- Aplicación de la sobrecarga característica simultáneamente con el peso propio de la estructura, con objeto de minimizar

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



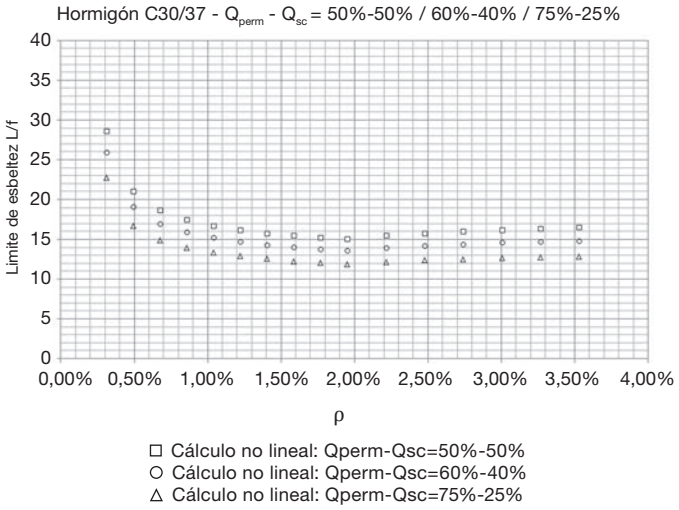



Figura 12. Influencia en el valor de límite de esbeltez de la relación $Q_{perm}/Q_{tot}$ para un hormigón C30/37.

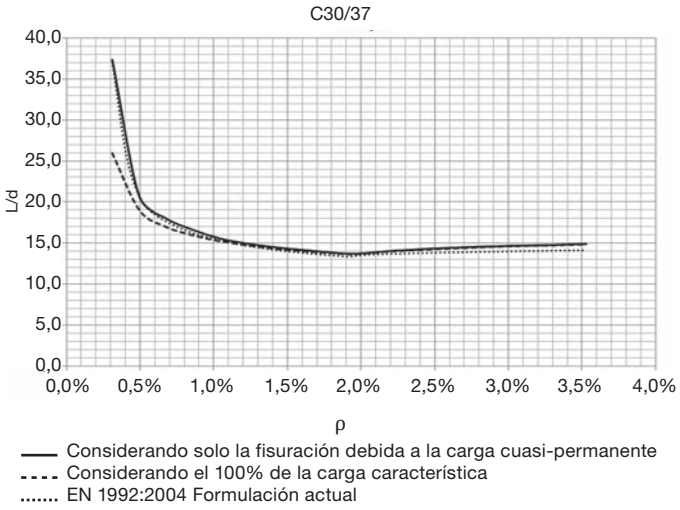



Figura 13. Influencia de la aplicación de la carga característica tras el descimbrado.

el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras, obteniendo un modelo más conservador, dado que el modelo actual podría quedar del lado de la inseguridad.

- Generalización de la formulación para poder fijar el límite admisible de la flecha.

## 6. Conclusiones

Como se deduce del cuerpo de este artículo, el Eurocódigo de hormigón estructural EN 1992, siendo un buen documento, requiere una serie de modificaciones y adiciones importantes de cara a su aplicación práctica. En este trabajo se han detallado y fundamentado algunas de ellas, todas las cuales tienen una clara aplicación al proyecto y además suponen un impacto económico sobre las estructuras que se proyectarán en el futuro:

- Debe mantenerse la posibilidad de seguir proyectando elementos sin armadura transversal con las mismas características de otras estructuras con gran tradición y que no han generado casos de patología. Para ello debe incorporarse a los modelos de cálculo la consideración de cómo está distribuida la carga solicitante.
- Debe incorporarse un modelo para el proyecto de estructuras con barras ancladas mediante placa. Dicho modelo debe tener una base física que permita analizar geometrías habituales con distintas calidades de los materiales y debe ajustarse bien a la base empírica existente. Para ello ya existe una propuesta que se ha descrito brevemente en el apartado 3.
- Deben replantearse los límites a la abertura de fisura cuando se disponen grandes recubrimientos y el límite máximo viene dado por condiciones de durabilidad. En estas circunstancias no deben penalizarse los recubrimientos importantes porque en la proximidad de la barra la abertura de fisura en elementos con menor recubrimiento y con mayor recubrimiento serán, en principio iguales, aunque en superficie se observen grandes diferencias. La razón hay que buscarla en el cierre de las fisuras secundarias, no visibles, a medida que la abertura de fisura se mide más lejos de la barra.
- Resulta necesario adaptar la formulación del límite de esbeltez para incluir parámetros importantes que no contempla la formulación actual. Éstos son:

– La relación Carga permanente/Carga total
– La posibilidad de fisuración temprana por aplicación de la carga característica durante el proceso constructivo
– La posibilidad de que la propiedad exija otros límites a la flecha (L/f = 200 o L/f = 300) en lugar del valor de L/250 que está implícito en la formulación actual, favoreciendo una filosofía prestacional en el uso de la normativa

Debe aprovecharse la revisión de los Eurocódigos para incluir todos los aspectos anteriores de tal forma de hacer progresar la normativa, incorporando el conocimiento acumulado en los últimos años y que no estaba disponible durante el proceso de redacción de la versión actual.

## Bibliografía

[1] Cossío RD, Siess CP. Behaviour and strength in shear of beams and frames without web reinforcement. Journal of American Concrete Institute. 1960;56(2):695-735.

[2] Pérez Caldentey A, Padilla Lavaselli PS, Corres Peiretti H. Análisis de piezas sometidas a cortante con bajas cuantías de armadura longitudinal. Estudio teórico de elementos estructurales con estas características y definición de un programa experimental de investigación. Hormigón y Acero. 2004;3.er trimestre:103-18.

[3] Pérez Caldentey A, Padilla Lavaselli P, Muttoni A, Fernández Ruiz M. Effect of load distribution and variable depth on shear resistance of slender beams without stirrups. ACI Structural Journal. 2012;109: 594-604.

[4] Padilla Lavaselli P. Influencia de la distribución de la carga en la capacidad resistente a cortante en elementos sin armadura transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Estudio teórico y experimental. PhD thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, 2008, 456 pp.

[5] ACI COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2008. 473 pp.

[6] Leonhartd F. Vorlesunger über Massivbau. Berlín/Heidelberg: Springer Verlag; 1973.

[7] De Vries RA. Anchorage of headed reinforcement in concrete. Austin: The University of Texas at Austin; 1996. p. 314. Tesis doctoral.

[8] Pérez Caldentey A, Marchetto F, Corres Peiretti H, Iglesias Villareal J. Plate-anchored reinforcement bars: A new simple and physical model for practical applications. Engineering Structures. 2013;52:167-78.

[9] Niyogi SK. Bearing strength of concrete – geometric variations. J Struct Div. 1973;99(ST7):1471-1490.

[10] Pérez Caldentey A, Corres Peiretti H, Peset J. Estudio de fisuración en muros pantallas. Informe final. Proyecto de Investigación n.º IDI-20080937, parcialmente financiado por CDTI. Madrid: Ministerio de Ciencia y Tecnología; 2010.

[11] Pérez Caldentey A, Corres Peiretti H, Peset Iribarren J, Giraldo Soto A. Cracking of RC members revisited: influence of cover, $\phi/\rho$s, ef and stirrup spacing – an experimental and theoretical study. Structural Concrete, Journal of fib. 2013;14:68-78.

[12] Goto Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars. ACI Journal. 1971;68:244-51.

[13] Husain SI, Ferguson PM. Flexural crack width at the bars in reinforced concrete beams. Research Report N.º 102-1F. Austin, Texas: Center for Highway Research; 1968.

[14] Borosnyói A, Snóbli I. Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members. Epitoanyag (Building Materials, HU ISSN 00 13-970x). Journal of the Hungarian Scientific Society of the Silicate Industry. 2010;(3):70-74. Hungary.

[15] Corres Peiretti H, Pérez Caldentey A, López Agüí JC, Edtbauer J. PrEN Chapter 7 - Serviceability limit states. Deflections. Supporting document. ETSICCP - UPM. Madrid 2003.

[16] Vollum R. Comparison of deflection calculations and span-to-depth ratios in BS 8110 and Eurocode 2. Magazine of Concrete Research. 2009;61:465-76.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):123-132

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

# El Eurocódigo 2 y la evaluación de estructuras de hormigón armado con armaduras corroídas

## *The Eurocode 2 and the assessment of concrete structures with corroded reinforcement*

Jesús Rodríguez[a,*], Carmen Andrade[b], David Izquierdo[c] y Peter Tanner[d]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Titular, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, UPM, Madrid, España*
[b] *Dra. Química Industrial, Profesora de Investigación, IETcc-CSIC, Madrid, España*
[c] *Dr. Ingeniero de Caminos, Madrid, España*
[d] *Ing. ETHZ/SIA (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich), Ingeniero de Caminos, IETcc-CSIC, Madrid, España*

Recibido el 24 de julio de 2013; aceptado el 11 de julio de 2014

**Resumen**

La corrosión de la armadura es uno de los problemas de mayor impacto económico en el ciclo de vida de las estructuras de hormigón por lo que es necesario optimizar las estrategias de reparación de estructuras corroídas. Sin embargo, a nivel internacional no hay códigos que permitan una evaluación por lo que se incluirán criterios en la revisión del Eurocódigo 2 para la evaluación de estructuras existentes y deterioradas. En el presente artículo se resumen el trabajo realizado en el proyecto Contecvet, financiado por la Comisión Europea, y los avances realizados desde entonces. En las estructuras existentes, una primera precisión consiste en determinar si el deterioro ha alcanzado a la armadura, y en ese caso, cuánto se ha afectado al comportamiento estructural. Calculada la velocidad de corrosión a partir de los datos tomados en la propia estructura es posible estimar la velocidad de avance del deterioro mediante los modelos desarrollados y la vida residual remanente. Se resumen los modelos y expresiones para estimar la capacidad resistente de estructuras con armaduras corroídas a considerar en la elaboración del nuevo Eurocódigo 2.

*Palabras clave:* Estructuras de hormigón; Corrosión de armadura; Evaluación estructural; Códigos

**Abstract**

The reinforcement corrosion is one of the major problems with relevant economic impact in the life cycle of concrete structures and that is why it is necessary to optimize the repair strategies in corroded structures. However, almost no international codes are available for structural evaluation and some criteria will be included in the revision of Eurocode 2 to evaluate existing deteriorated structures. A summary of Contecvet project funded EC is presented in this paper as well as some more recent developments. A first step in the evaluation of existing structures is to identify if the aggressive has reached the reinforcement and how much has affected to the structural performance. As soon as the corrosion rate has been calculated from the data taken in the structure, it is possible to estimate the rate of the structural deterioration process through the developed models and the remaining service life. Some models and expressions are summarized to estimate the residual bearing capacity of concrete structures with corroded reinforcement to be considered when drafting the new Eurocode 2.

*Keywords:* Concrete structures; Corrosion of reinforcement; Structural assessment; Standards

## 1. Introducción

El reto actual en el campo de las infraestructuras se orienta más a evaluar, reforzar y adaptar las estructuras existentes a los requisitos para su uso que al proyecto y construcción de nuevas. La corrosión de las armaduras es uno de los fenómenos que genera mayores problemas de patología en las estructuras de hormigón armado siendo necesario desarrollar criterios y reglas que permitan su evaluación estructural para poder estimar su seguridad residual y adoptar las estrategias apropiadas para su reparación o refuerzo.

Existen numerosas referencias bibliográficas acerca de la influencia del medio agresivo en el comportamiento de los materiales, que no se incluyen por no ser el objeto del presente trabajo. Sin embargo, se han publicados menos artículos para incorporar este comportamiento en la respuesta de la estructura.

*Autor para correspondencia.
*Correo electrónico:* jesus.rodriguez@upm.es (J. Rodríguez).

0439-5689 © 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



A comienzos de los años 2000, se llevó a cabo el proyecto I+D europeo Contecvet, coordinado por Bristish Cement Association (BCA), para la evaluación de estructuras de hormigón armado deterioradas por los efectos de la acción del hielo, la reacción árido-álcali y la corrosión de las armaduras. Este proyecto culminó con la redacción de manuales para la evaluación de las estructuras afectadas por cada uno de los deterioros antes mencionados. Los autores de este artículo participaron activamente en el manual para evaluar estructuras afectadas por la corrosión de sus armaduras [1].

El trabajo realizado en el proyecto Contecvet cobra especial relevancia en la actualidad en la que se pretende la actualización de los Eurocódigos, extendiéndolos al campo de la evaluación de las estructuras existentes, para lo que está previsto incluir un anejo en cada uno de los Eurocódigos. Estos anejos deberían contemplar tanto los criterios y modelos para poder evaluar una estructura con armaduras corroídas o degradadas por otros tipos de ataque, como aquellos que permitan realizar una predicción de su comportamiento futuro.

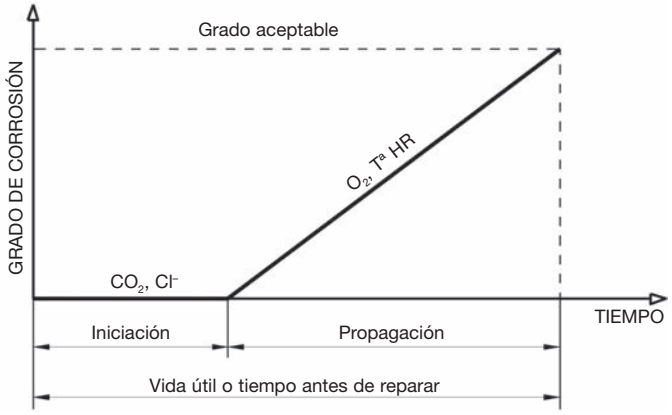



Figura 1. Modelo de vida útil de Tuutti.

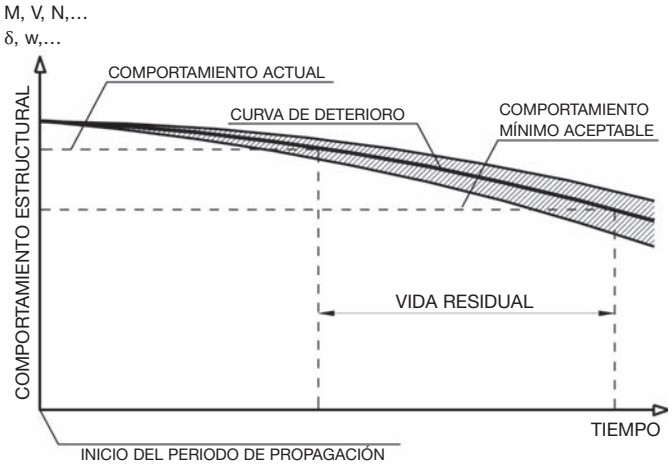



Figura 2. Tendencia de la pérdida de capacidad portante de estructuras que sufren corrosión de la armadura.

En los siguientes apartados de este artículo, se resumen algunas reflexiones acerca de la corrosión de las armaduras, los efectos estructurales de dicha corrosión y los posibles cambios que serían necesarios en la norma EN 1992 Eurocode 2 [2] para poder extender su campo de aplicación a la evaluación de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosión de sus armaduras.

## 2. La corrosión en las estructuras de hormigón

El hormigón es un material que protege al acero tanto como barrera física (aunque porosa y permeable) como barrera química, ya que la alcalinidad del cemento induce la formación de una capa submicroscópica sobre el acero que le confiere una pasividad permanente a no ser que cambie la composición química en los alrededores de la armadura. Este cambio de condiciones se produce si el gas dióxido de carbono de la atmósfera o los iones cloruros que penetran a través del líquido de los poros, alcanzan el nivel de las barras de refuerzo. Estas sustancias reducen el pH de la fase líquida de los poros y por ello se disuelve la capa pasiva del acero que se empieza a corroer de forma local (cloruros) o general (carbonatación).

Se entiende como vida útil el período de tiempo en el que la estructura conserva los requisitos de proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética sin costos inesperados de mantenimiento. Estos requisitos de proyecto incluyen por tanto la ausencia de corrosión de la armadura.

Tuutti estableció su conocido modelo [3] que se muestra en la figura 1. Este modelo está desarrollado específicamente para el caso de la corrosión aunque se puede extender a cualquier tipo de deterioro. En el modelo se distinguen dos períodos:

- Período de iniciación de la corrosión, $t_i$, que es el tiempo que tardan los cloruros o la carbonatación en llegar hasta la armadura y despasivarla.
- Período de propagación, $t_p$, en el que la armadura se corroe libremente, hasta que llega a un grado de deterioro inaceptable desde el punto de vista de la seguridad o funcionalidad o estética.

Se entiende por vida residual [4] el tiempo a partir del momento en que la estructura alcanza el anterior límite inaceptable. Durante este período, se suele acometer la reparación de la estructura o se interviene en ella para restituir unas condiciones de seguridad, funcionalidad o estética lo más similares, o incluso superiores a las del proyecto. Así pues, la acepción de "residual" se aplica mientras la estructura no sea intervenida, e implica por tanto la idea de que la estructura se degrada progresivamente a una determinada velocidad.

La figura 2 presenta un esquema de la tendencia progresiva de degradación en su capacidad portante aplicado a una estructura que se está corroyendo, y que corresponde a lo que sería su vida residual. El momento óptimo para la intervención no se puede generalizar, ya que este se debe deducir del balance equilibrado de los siguientes factores: técnicos

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



(capacidad portante residual o pérdida de funcionalidad o estética), económicos (costo de la reparación y de las limitaciones en el uso de la estructura) y sociales (alteraciones y daños por falta del uso temporal de la estructura). Una vez la estructura es reparada, se establecerá cuál es el tiempo de vida útil futura.

### *2.1. Modelos de predicción de la carbonatación*

Tanto si el frente carbonatado o el límite de cloruros han llegado, o no, a la armadura, resulta básico conocer su posición en el recubrimiento para poder:

- O bien predecir el tiempo que le falta para alcanzar la superficie exterior de la barra.
- O calcular cuando alcanzó esa superficie exterior, es decir, cuánto tiempo lleva corroyéndose la barra.

Para realizar estos cálculos, el valor de "x" se introduce en modelos de predicción del avance del frente agresivo. En general se considera que la carbonatación y los cloruros penetran mediante un proceso de difusión, por lo que es cuadrática la relación entre el tiempo y la distancia alcanzada por el frente agresivo. Esta relación es lo que se conoce como de "la ley de la raíz cuadrada del tiempo":

$$x = V_c\sqrt{t} \tag{1}$$

donde x = distancia alcanzada por el agresivo, $t$ = tiempo de actuación y $V_c$ es una velocidad de penetración del agresivo que engloba todas las variables dependientes del propio hormigón y de la agresividad ambiental. Sus unidades son mm/año$^{0,5}$, lo que indica que se trata de un factor que refleja la velocidad de avance del agresivo. La acción ambiental así definida quedaría expresada genéricamente por la $V_c$ y el efecto de la acción por la x. Tanto la velocidad de avance del frente carbonatado $(V_{CO_2})$ como de la cantidad límite de cloruros $(V_{Cl})$ puede calcularse de esta forma simplificada. Existen fórmulas más complejas que la (1) [3-5] para el cálculo de la velocidad de avance de la carbonatación en las que la concentración del agresivo está explícita y la velocidad se expresa como coeficiente de difusión $D$ de la sustancia agresiva ($CO_2$). Este $D$ puede ser constante o variable con la humedad del hormigón o con la edad. Estos modelos exigen el conocimiento de parámetros cuya cuantificación es difícil de conseguir mediante ensayos. Tal es el caso de los modelos contenidos en el actual Model Code [6] que contienen parámetros como un factor de curado o de humedad ambiental cuya determinación es subjetiva y añaden mucha más incertidumbre de la que quieren evitar. Además, estos modelos son de relativo reciente desarrollo y por tanto no están calibrados a largo plazo. Es decir, no hay estructuras en las que habiendo realizado ensayos a corto plazo, se tengan los resultados a largo plazo de las predicciones. Tampoco lo ha sido el de la ecuación (1), pero su sencillez hace que se haya podido aplicar en muchas estructuras con suficiente grado de fiabilidad.

### *2.2. Modelos de predicción del ingreso de cloruros*

En el caso del ataque por cloruros se usa fundamentalmente una solución de la ecuación de Fick en estado no estacionario [7-9] donde $J(x)$ es el flujo de iones cloruro, $C$ es la concentración a la distancia $x$, $t$ es el tiempo y $D_{ap}$ es el coeficiente de difusión aparente:

$$-J(x) = \frac{\partial C(x)}{\partial t} = D_{ap}\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \tag{2}$$

cuya solución para medio semi-infinito y concentración superficial y coeficiente de difusión constantes es:

$$C_x = C_s \cdot \left(1 - erf\frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}}\right) \tag{3}$$

$C_x$ = proporción de cloruros a la profundidad x
$C_s$ = proporción de cloruros en la superficie del hormigón
$D_{ap}$ = coeficiente de difusión de los cloruros en m$^2$/s
$erf$ = función de error

Sin embargo, este modelo no se ajusta bien a las observaciones in situ, debido a que en la realidad no se producen las condiciones iniciales y de contorno que se consideran para la resolución de esta expresión [10]. Así:

- $C_s$ no permanece constante, sino que varía con el tiempo.
- $D$ no es constante, ya que varía con la concentración de cloruros y parece variar con el tiempo.
- Solo considera fenómenos de difusión cuando la absorción es un fenómeno frecuente en medios marinos.

Parece ajustarse mucho mejor otra fórmula basada en la aparición de una zona diferenciada en la superficie del hormigón (efecto piel) [11].

Para considerar la aparente variación del coeficiente de difusión con el tiempo [12] se introduce la siguiente expresión en (3):

$$D_{Cl}(t) = D_{Cl}(t_0)\left(\frac{t_0}{t}\right)^n \tag{4}$$

donde n es el factor de edad, que resulta ser el parámetro más determinante ya que pequeñas variaciones se convierten en décadas de diferencia en la predicción de la vida útil.

Además es importante definir en estos modelos el límite aceptable de cloruros. En general se usa el 0,4% en relación al peso de cemento aunque hay normas que permiten umbrales superiores [4]. También existe un tratamiento probabilista en el que se contempla la variabilidad del límite [13] y en el que el 0,4 corresponde aproximadamente a un 10% de probabilidad de corrosión.

Como resumen puede decirse que los modelos de penetración del agresivo que son más complejos están todavía en una fase de desarrollo debido a que no se han podido calibrar a largo plazo, por lo que sus predicciones están sujetas a muchos errores, ya que los parámetros son una aproximación, sin posibilidad de verificación por el momento, hasta que pasen más años.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



*2.3. Modelos de propagación de la corrosión*

El modelo del periodo de propagación tiene una formulación muy simple como se indica a continuación [14]:

$$P_x = V_{corr} \cdot t \quad (5)$$

$P_x$ = espesor del ataque por corrosión en el tiempo $t$, en mm
$V_{corr}$ = velocidad de corrosión, en mm/año

Atendiendo a la disminución de diámetro, se puede establecer que:

$$\phi_t = \phi_0 - \alpha \cdot P_x \quad (6)$$

$\phi_0$ = diámetro inicial, en mm
$\phi_t$ = diámetro residual de la barra corroída, en mm
$\alpha$ = factor de picadura, igual a 2 para corrosión homogénea y a 5-10 para picaduras

Este modelo ha sido ya calibrado pues simplemente indica que la barra pierde diámetro debido a la corrosión de forma lineal con el tiempo, lo que resulta de dividir la disminución con respecto al diámetro inicial por el número de años que ha durado la corrosión. El comportamiento lineal se ha derivado de estudios realizados durante más de 20 años [15] que indican que es posible considerar un valor anual representativo constante de la $V_{corr}$ ya que el clima es cíclico por repetición anual de las distintas estaciones. De forma orientativa se puede decir que una $P_x$ de 0,075 mm da lugar a fisuras de alrededor de 0,3-0,4 mm en la superficie del hormigón [16].

## 3. Efectos estructurales de la corrosión en las estructuras de hormigón

El periodo de propagación se inicia cuando el agresivo alcanza la superficie externa de las armaduras, sea debido este a la presencia de cloruros (ambiente marino, uso de sales de deshielo) o a la carbonatación del hormigón por la acción del $CO_2$ de la atmósfera.

Entonces, la corrosión de la armadura comienza y la capacidad de respuesta de la estructura puede resultar afectada, debido principalmente a:

- La disminución de la sección de sus armaduras, importante en el caso de ataque por picaduras producido por la acción de los cloruros.
- La fisuración y el desprendimiento del hormigón que rodea a la armadura debido al mayor volumen ocupado por los productos de la corrosión.
- La disminución del efecto compuesto hormigón-acero por el deterioro de la adherencia entre acero y hormigón, más significativo cuando se produce un grado avanzado de corrosión generalizada por carbonatación del hormigón.

Estos efectos tienen que ser considerados en los modelos para la evaluación de las estructuras deterioradas frente a los Estados Límites.

Seguidamente, se exponen estos efectos a partir de los trabajos desarrollados en el proyecto Contecvet [1] en los que las piezas fueron corroídas a velocidades máximas del orden de 100 $\mu$A/cm$^2$ que deberán ser complementados con observaciones en estructuras corroídas en condiciones ambientales.

*3.1. Sobre la armadura*

El efecto más significativo de la corrosión en la armadura es la disminución de la sección resistente que depende del tiempo transcurrido desde el inicio del periodo de propagación y del valor medio de la velocidad de corrosión tal y como se ha indicado en la descripción anterior del modelado del periodo de propagación, siendo más relevante en barras de pequeño diámetro bajo corrosión por picaduras.

A título de ejemplo, en la figura 3 se representa la pérdida de la sección en tanto por ciento de dos barras de 20 y 6 mm de diámetro, respectivamente, en función del tiempo transcurrido desde el inicio del periodo de propagación, para una velocidad de corrosión media elevada igual a 1 $\mu$A/cm$^2$ (0,0116 mm/año).

En el caso de corrosión homogénea, la barra de 20 mm tiene una pérdida de sección despreciable (6%) al cabo de 25 años mientras que la barra de 6 mm alcanza una pérdida de casi el 20%. Por otra parte, si la corrosión produce picaduras, la estimación de la pérdida de sección supera el 20 y el 60% para las barras de 20 y 6 mm, respectivamente, en 25 años.

En la armadura la corrosión también produce otros efectos entre los que se mencionan:

- La pérdida de ductilidad en el acero, que es atribuida al hidrógeno que se produce por la acidificación que genera la propia corrosión. Ello hace que la tenacidad del material disminuya y rompa con pérdidas de sección menores que si el material no estuviera corroído.
- Efecto entalla en los casos de corrosión por picaduras y de tracción excéntrica debido a la falta de simetría de la sección y la concentración de tensiones en el fondo de la entalla [17].

*3.2. Sobre el hormigón*

El aumento del volumen de los productos de la corrosión de la armadura genera unas presiones radiales que producen tracciones en el hormigón que la rodea apareciendo fisuras paralelas a las barras. Estas fisuras se inician a edades tempranas desde el comienzo del periodo de propagación, con pocas decenas de $\mu$m de espesor de los productos de corrosión.

La figura 4 representa la propuesta desarrollada a partir de los resultados obtenidos en el proyecto Contecvet [1]. Se observa que el inicio de la fisuración se produce a edad más temprana para valores pequeños del recubrimiento respecto al diámetro de la armadura ($c/\phi$) y en hormigones más compactos (más resistentes), probablemente, por la mayor

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



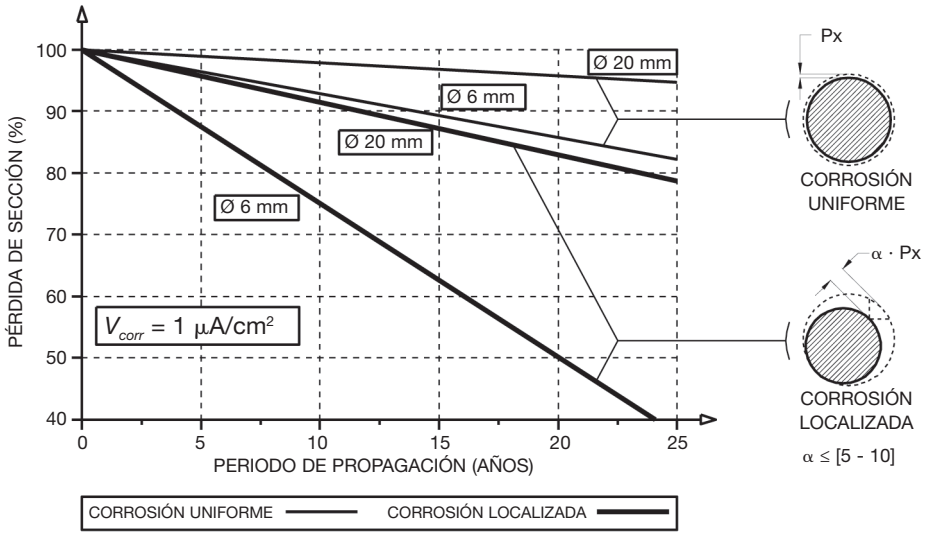



Figura 3. Pérdida de sección de la armadura en función del tiempo.

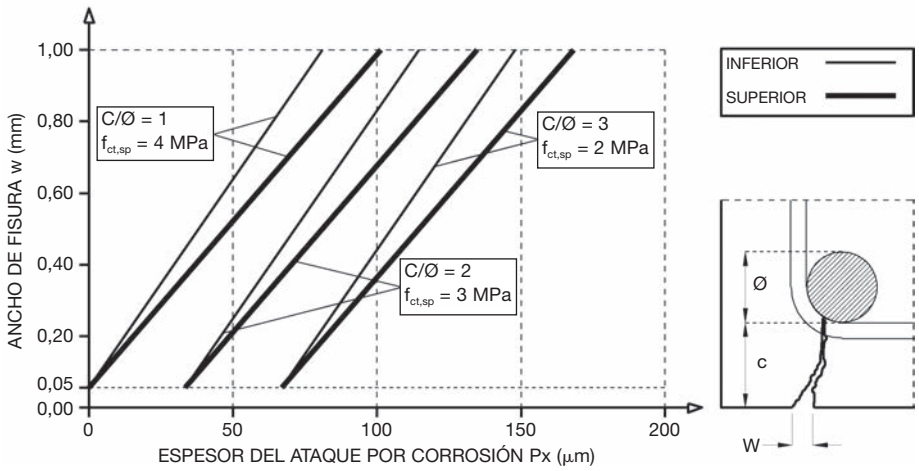



Figura 4. Relación entre el espesor de ataque por corrosión en la armadura y la abertura de fisura en el hormigón.

dificultad para la difusión de los productos de corrosión que producen una presión radial mayor en el recubrimiento de hormigón. Es decir, cuánto más poroso es el hormigón, el óxido generado puede rellenar esos poros antes de ejercer la presión y puede difundir más fácilmente, lo que lleva a que la presión se detecta más tarde que si el hormigón es más compacto aunque este tenga mayor resistencia mecánica.

Además, se ha detectado que la fisura progresa con mayor rapidez en las armaduras situadas en la cara inferior de vigas y losas por la mayor compacidad del hormigón en dichas zonas respecto a la que se produce en las caras superiores de esos elementos. A partir del ajuste con el 95% de confianza de los resultados experimentales obtenidos en el proyecto [1], se obtuvieron las expresiones siguientes para valores de ancho de fisura w ≤ 1,0 mm:

$$w = 0,05 + \beta\left[P_x - P_{xo}\right] \quad (7)$$

$$P_{xo} = \left[83,8 + 7,4\frac{c}{\varphi} - 22,6\, f_{ct.sp}\right]10^{-3} \quad (8)$$

siendo:

- $w$ el ancho de fisura, en mm
- $P_x$ el espesor del ataque por corrosión, en mm
- $P_{xo}$ el espesor del ataque al inicio de la fisuración, en mm
- $\beta$ coeficiente que depende de la posición de la barra, de valor 10 en la cara superior y 12,5 en la inferior
- $c$ el espesor del recubrimiento de hormigón, en mm
- $\phi$ el diámetro de la barra, en mm
- $f_{ct,sp}$ la resistencia a tracción por hendimiento, en MPa

Cuando la fisuración progresa por el aumento de la corrosión puede alcanzarse el desprendimiento del hormigón que rodea a la armadura, hecho que resulta favorecido con la presencia de barras próximas y de diámetros grandes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



### *3.3. Sobre la adherencia entre las armaduras y el hormigón*

La fisuración del hormigón que rodea a una barra corroída produce una cierta disminución de la adherencia entre dicha barra y el hormigón que la rodea. Este efecto es más significativo en los casos de elementos que no disponen de cercos (losas, etc.). Las dos figuras siguientes muestran la propuesta desarrollada a partir de los resultados experimentales llevados a cabo en el proyecto Contecvet [1], para los casos de elementos con barras corrugadas, sin y con cercos, respectivamente.

En la figura 5, se observa que la tensión última de adherencia prácticamente se anula para espesores de corrosión del orden de 0,5 mm. Sin embargo, esta tensión última se mantiene por encima de los 3-4 MPa para los mismos valores de ataque por corrosión para elementos con cercos, según se muestra en la figura 6.

En el proyecto mencionado, se valoró también el efecto favorable de la presión externa en zona de apoyos en la tensión última de adherencia. Todo ello condujo a la propuesta de las expresiones siguientes obtenidas mediante ajuste con el 95% de confianza de los resultados experimentales, aplicables a barras corrugadas:

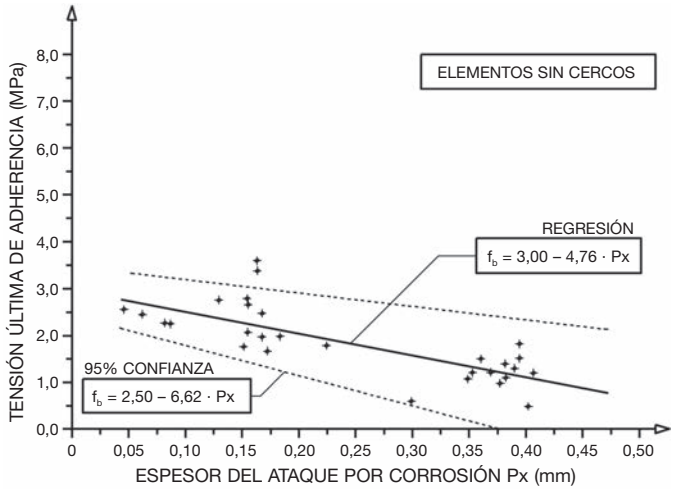



Figura 5. Relación entre la penetración del ataque por corrosión y la tensión última de adherencia, en elementos sin cercos.

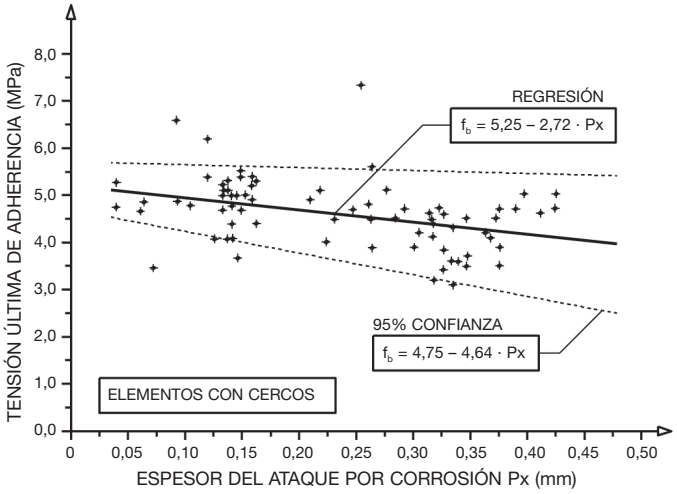



Figura 6. Relación entre la penetración del ataque por corrosión y la tensión última de adherencia, en elementos con cercos.

Elementos sin cercos:

$$f_b = 2,50 - 6,62P_x \tag{9}$$

Elementos con cercos (cuantía superior a la mínima):

$$f_b = 4,75 - 4,64\,P_x \tag{10}$$

Elementos sometidos a una presión externa:

$$f_b = \frac{4,75 - 4,64\,P_x}{1 - 0,08\,p} \tag{11}$$

siendo:

$f_b$ la tensión última de adherencia, en MPa
$P_x$ el espesor del ataque por corrosión, en mm
$p$ la presión externa en zona de apoyos, en MPa

La corrosión de los cercos disminuye el confinamiento de las barras longitudinales y, consecuentemente, afecta a su adherencia. Por ello, se ha propuesto la ecuación (12) que modifica la ecuación (10) para cuantías de cercos corroídos $\rho$ inferiores a 0,25 (valor mínimo indicado en [2], tabla 8.2):

$$f_b = 10,04 + \left[-6,62 + 1,98\frac{\rho}{0,25}\right]\left[1,14 + P_x\right] \tag{12}$$

definiendo la cuantía de cercos:

$$\rho = n\left[\frac{\phi_w - \alpha P_{xw}}{\phi}\right]^2 \tag{13}$$

siendo:

$\rho$ la cuantía de los cercos en la zona del anclaje de las barras longitudinales
$n$ el número de los cercos en la zona de anclaje de las barras longitudinales
$P_{xw}$ el espesor del ataque por corrosión en los cercos, en mm
$\phi$ el diámetro nominal de las barras longitudinales, en mm
$\phi_w$ el diámetro de los cercos, en mm

## 4. Algunas consideraciones acerca de las modificaciones a contemplar en el Eurocódigo 2 para la toma en consideración del efecto de las armaduras corroídas

Este apartado contiene algunas consideraciones sobre los cambios necesarios para la evaluación de las estructuras con armaduras corroídas, a partir del trabajo contenido en el Manual Contecvet [1], descritas con anterioridad, ya que parece que la nueva revisión de los Eurocódigos debería incluir principios y reglas tanto para evaluar el estado de una estructura como para predecir su comportamiento futuro. Así pues, sería necesario introducir algunos cambios relacionados con los formatos de seguridad contemplados en la norma EN 1990 para

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



extender los Eurocódigos al campo de la evaluación de estructuras existentes, tema que no es tratado en este artículo ya que no corresponde incluirlo en la EN1992 [2]. Sin embargo, sí se abordan aquí los aspectos básicos para realizar la evaluación sobre la vida residual como se describe a continuación.

Estos aspectos básicos, contemplan reflexiones sobre:

- La toma de datos en la estructura.
- La observación preliminar para establecer si ya está corroída, o no, la armadura.
- Los modelos para el cálculo del tiempo hasta el inicio de la corrosión, o en el caso de la existencia de corrosión, los modelos para el análisis estructural en ELU y ELS.
- La predicción, a partir de la velocidad de corrosión, del tiempo desde la situación actual hasta el estado límite correspondiente.

### *4.1. Adquisición de datos sobre la estructura existente*

La identificación de la geometría de la estructura así como la identificación de las propiedades de los materiales podrá llevarse a cabo a partir de lo establecido en la norma ISO 13822 [18]. Será preciso identificar el nivel y extensión del daño, de acuerdo a lo comentado en el apartado 2 de este artículo, y definir las diferentes clases de exposición que afectan a la estructura, según la clasificación de la norma EN 206 [19] y el Eurocódigo 2 [2]. Esto último facilitará la estimación de la evolución futura del deterioro que afecte a la estructura evaluada de cara a la predicción de su comportamiento futuro.

Por ello, parece necesario incluir en la revisión del Eurocódigo 2 criterios que permitan establecer lotes de la estructura deteriorada a evaluar atendiendo a:

- El tipo de elemento estructural.
- El nivel de daños observado y su extensión.
- La clase de exposición al que se encuentra sometido.

En cada uno de los lotes, como se ha mencionado, es necesario identificar:

- La causa del daño y, por tanto, la posición del frente carbonatado o del límite de cloruros para verificar si han llegado hasta la armadura y, si la han alcanzado, cuál ha sido el periodo de propagación.
- La extensión de los daños y la morfología de la fisuración que se haya desarrollado, en particular si afectan a zonas estructuralmente sensibles.
- El espesor de recubrimiento y el detalle de armado.
- La pérdida de sección media del acero y la posible presencia de picaduras en zonas críticas, con el fin de deducir si es necesario considerar roturas frágiles o anticipadas.
- El valor de la velocidad de corrosión, $V_{corr}$, dividiendo la pérdida de sección por el número de años del periodo de propagación (deducido de la posición del frente carbonatado o del límite de cloruros en el momento de la inspección).
- Las características mecánicas del hormigón y del acero.
- El clima local: identificación de la clase de ambiente.

### *4.2. Estado actual del grado de deterioro y su evolución futura*

Una de las consideraciones que debe abordar el Eurocódigo 2 en la evaluación de estructuras existentes, aunque aparenten no estar deterioradas, es identificar la profundidad de frente agresivo (carbonatación o cloruros), ya que toda estructura existente está sometida al ambiente desde el momento de su fabricación, y asimismo, identificar si la armadura se ha empezado a corroer o no. Si el frente no ha llegado a la armadura, entonces hay que determinar la velocidad de avance por las ecuaciones (1) y (3), es decir, el tiempo hasta el inicio de la corrosión, pero si el frente ya ha producido la despasivación de la armadura, entonces hay que calcular la velocidad de corrosión a partir de la pérdida de diámetro o a partir de medidas electroquímicas [14].

En cuanto a la barras, a partir de la determinación del diámetro residual (ecuación (6)) y del cálculo de la $V_{corr,\,REP,}$ es decir, del valor que puede considerarse constante como media anual en esa estructura, se puede abordar el cálculo de la resistencia remanente y del tiempo para alcanzar una pérdida de sección resistente crítica. También es fundamental identificar si el tipo de corrosión es localizada (picaduras) u homogénea en las secciones críticas ya que la sección normalmente fallará primero en la zona con ataque localizado solicitada al producirse una concentración de tensiones. En cuanto al acero también es necesario tener en cuenta que si la pérdida de sección es superior al 20% puede haberse producido una fragilización del acero que lleve a una rotura súbita inesperada.

También debe estimarse la resistencia residual del hormigón y asegurarse que no existe otro tipo de ataque simultáneo (ataque por sulfatos, árido-álcali, hielo-deshielo, lixiviación) que pueda haber afectado sus parámetros mecánicos.

Identificadas las características de los materiales empleados en la estructura construida, deberán incluirse criterios estadísticos y de selección de estas secciones críticas para evaluar el efecto del grado de deterioro (reducción del diámetro y pérdida de ductilidad del acero, fisuración del recubrimiento de hormigón) sobre la disminución de la resistencia a la adherencia entre acero y hormigón.

Finalmente, una parte esencial de la evaluación debe consistir en proyectar en el tiempo la previsible evolución futura del daño, lo cual se hace a partir de la velocidad de avance del frente agresivo y la velocidad de corrosión $V_{corr}$, y de ellas se calcula el tiempo hasta despasivación o la pérdida de sección y los efectos estructurales. Es decir, debe realizarse la operación del recálculo para distintas edades o bien para establecer cuándo la sección alcanza una cuantía crítica.

### *4.3. Análisis estructural*

En cuanto al análisis, el Eurocódigo 2 [2] en su apartados 5.4 a 5.7 considera diferentes tipos de análisis estructural para el proyecto de estructuras nuevas: elástico lineal, elástico lineal con redistribución limitada, plástico y no lineal.

Las rigideces de los elementos a considerar en el análisis de estructuras existentes deberán ser reducidas tomando en consi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



deración las zonas de hormigón deterioradas que no contribuirán a la rigidez del elemento, dependiendo del nivel de deterioro de la estructuras.

Por otra parte, la pérdida de ductilidad del acero corroído, comentada en el apartado 3.1 de este artículo, deberá ser contemplada:

- Introduciendo unos factores correctores en las expresiones 5.10a y 5.10b que limiten la redistribución máxima llevada a cabo en el análisis en estas estructuras, en función del nivel de corrosión de sus armaduras.
- Limitando la capacidad de rotación de la sección de hormigón armado (apartado 5.6.3) para un posible análisis plástico.

### *4.4. ELU de adherencia con barras corrugadas*

La disminución de la tensión última de adherencia entre la armadura y el hormigón que la rodea afecta al comportamiento del material compuesto acero/hormigón en zonas intermedias de las barras y al cálculo de las longitudes de anclaje en sus zonas extremas.

El Eurocódigo 2 [2] incluye la expresión de la tensión última de adherencia $f_{bd}$ en el apartado 8.4.2:

$$f_{bd} = 2,25\,\eta_1\,\eta_2\,f_{ctd} \qquad (14)$$

siendo:

$\eta_1$ coeficiente para tomar en consideración la posición de la barra (1 en la parte inferior de vigas y losas y 0,7 en la parte superior

$\eta_2$ coeficiente función del diámetro de la barra de valor 1 para $\phi \leq 32$ mm

$f_{ctd}$ la resistencia a tracción del hormigón

Las longitudes de anclaje que se obtengan mediante las expresiones del Eurocódigo 2 deberán ser corregidas por el coeficiente *K* definido en la expresión (15):

$$K = \frac{f_b / \gamma_c}{f_{bd}} \qquad (15)$$

siendo:

$f_b$ la tensión última de adherencia en la barra corroída, obtenida por las expresiones del apartado 3.3 u otras similares

$\gamma_c$ coeficiente de minoración del material hormigón

$f_{bd}$ la tensión última de adherencia según la ecuación (14)

En zonas intermedias de las barras, la tensión de adherencia entre barra y hormigón $\tau_{bd}$ puede ser obtenida mediante la expresión:

$$\tau_{bd} = \frac{V_d}{z n \pi \varphi} \qquad (16)$$

siendo:

$V_d$ el esfuerzo cortante solicitación en la sección, en kN

$z$ el brazo mecánico de la sección, en mm

$n$ el número de barras traccionadas en la sección

$\phi$ el diámetro de las barras traccionadas en la sección, en mm

Cuando el valor de la tensión de adherencia obtenida en (16) supere a la tensión última de adherencia obtenida mediante las expresiones del apartado 3.3 u otras similares, dividida por el coeficiente $\gamma_c$, no podría contarse con todo el efecto compuesto hormigón/armadura.

Estos elementos habría que analizarlos tomando en consideración un modelo tipo arco rebajado atirantado en lugar del modelo viga siempre que el anclaje de las armaduras en los apoyos esté asegurado, como se representa en la figura 7.

Este efecto de pérdida del efecto compuesto acero/hormigón no parece haber influido de forma relevante en los resultados observados en los ensayos con vigas realizados en el proyecto Contecvet [1]. Su efecto deberá ser tomado en consideración, preferentemente, en elementos tipo losa sin armaduras a esfuerzo cortante y con corrosión solo por la cara traccionada, a partir de ciertos niveles de corrosión.

### *4.5. ELU de agotamiento a tensión normal*

En principio, los modelos para evaluar la capacidad resistente de una sección de hormigón armado con armaduras corroídas sometida a momento flector (vigas, losas) pueden ser los mismos que en una estructura que se proyecta. La evaluación requerirá que se adopten los valores de secciones reducidas en el hormigón y las armaduras.

Cuando se ha iniciado la fisuración en el hormigón pero todavía no afecta a la integridad de la sección, podría considerarse la sección completa de hormigón y estimarse de forma aproximada el daño a través de una disminución virtual (ficticia) de la resistencia del hormigón.

La figura 8 representa un esquema de la capacidad portante de la sección a momento flector. Mientras el hormigón no se deteriora, la disminución de su capacidad portante es debida a la disminución de la sección de la armadura. De forma conservadora, a partir del inicio de la fisuración (apartado 3.2), se produciría cierta pérdida de la colaboración del hormigón hasta alcanzarse la no colaboración de todo el recubrimiento en la cabeza comprimida y, posteriormente, el recubrimiento en las caras laterales.

Si se está procediendo a la evaluación de la estructura, podrá llevarse a cabo una inspección que permita decidir en qué situación se encuentra el hormigón para evaluar su contribución a

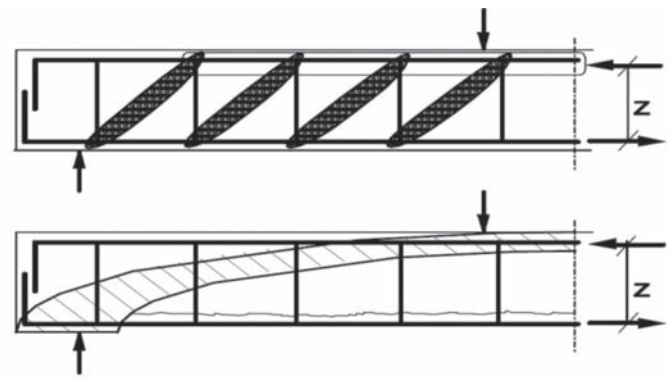



Figura 7. Modelo viga versus modelo arco atirantado en elementos flectados con pérdida de adherencia en zonas intermedias de las barras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



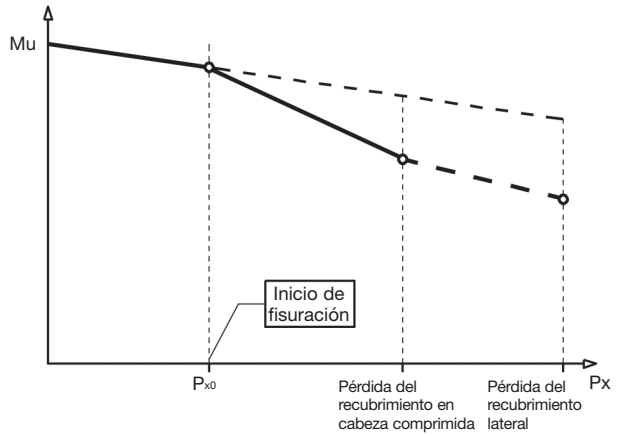



Figura 8. Esquema de la respuesta a momento flector de una sección de hormigón con armaduras corroídas.

la respuesta de la sección. Sin embargo, si se procede a realizar una predicción de su comportamiento futuro será preciso predecir la evolución de la contribución de la sección de hormigón con el tiempo. En el Manual Contecvet [1], se incluyen algunos criterios para predecir dicha contribución del hormigón dependiendo del nivel de corrosión y cuantía de armaduras entre otros factores.

Igualmente, los modelos para evaluar la capacidad resistente de una sección de hormigón armado con armaduras corroídas sometida a momento flector y esfuerzo normal (soportes) pueden ser los mismos que en una estructura que se proyecta. La evaluación requerirá que se consideren las secciones reducidas del hormigón y las armaduras. Además, deberán tomarse en consideración los aspectos siguientes:

- Reducción de la tensión máxima en las barras comprimidas debido a su posible pandeo prematuro por rotura de los cercos corroídos.
- Aumento de la excentricidad de las solicitaciones exteriores debida a una respuesta de la sección cuando el daño por corrosión es diferente en las caras del soporte.

A efectos de contemplar el pandeo prematuro de las barras comprimidas, observado en varios ensayos con soportes durante el proyecto Contecvet [1], se propone la expresión siguiente:

$$\sigma_s = K_1 \, f_{yk} \leq f_{yd} \tag{17}$$

siendo:

$\sigma_s$ la máxima tensión de cálculo de las barras comprimidas, en MPa

$K_1$ factor reductor debido al pandeo prematuro de las barras comprimidas, que se estima igual a 0,5 ante el fallo de un cerco, y entre 0,2 y 0 si se produce la rotura de más de un cerco consecutivo, en estructuras dimensionadas con la separación máxima entre cercos indicadas en el Eurocódigo 2 [2] que en el caso del Anejo Nacional español es igual a 15 veces el diámetro de las barras comprimidas.

$f_{yk}$ el límite elástico característico del acero, en MPa

$f_{yd}$ el límite elástico de cálculo del acero, en MPa

Por otra parte, el efecto del aumento de la excentricidad puede contemplarse con la expresión siguiente:

$$e_{total} = e_1 + e_2 + e_{corr} \tag{18}$$

siendo

$e_{total}$ la excentricidad a considerar en el dimensionado de la sección

$e_1$ la excentricidad de primer order, igual a $M_d/N_d$

$e_2$ la excentricidad de segundo orden si el elemento es esbelto

$e_{corr}$ excentricidad adicional debido al daño asimético de la sección de hormigón con armaduras corroídas, de valor inferior o igual al espesor del recubrimiento mecánico de las armaduras. Esta excentricidad solo tiene un efecto significativo en secciones con dimensiones pequeñas.

### *4.6. ELU de agotamiento a tensión tangencial*

De igual forma que en vigas sometidas a momento flector, en principio, los modelos para evaluar la capacidad resistente de una sección de hormigón armado con armaduras corroídas sometida a esfuerzo cortante pueden ser los mismos que en una estructura que se proyecta. La evaluación requerirá que se adopten los valores reducidos de las secciones de hormigón y armaduras.

Adicionalmente, deberá tomarse en consideración la reducción de la tensión última de adherencia:

- En elementos sin armadura a cortante (losas), reduciendo el efecto de la cuantía de la armadura traccionada $\rho_1$ (expresión 6.2a del Eurocódigo 2 [2]) por el factor $K$ definido en la expresión (15).
- En los elementos con armadura a esfuerzo cortante (vigas), limitando los valores del ángulo $\theta$ de inclinación de la biela comprimida para reducir las tensiones de adherencia. En el Manual Contecvet [1], se sugiere adoptar un valor próximo a 45° para los casos de armaduras bastante corroídas.

Durante los ensayos de vigas con armaduras corroídas en el proyecto Contecvet [2] se produjeron casos de fallo prematuro a esfuerzo contante en vigas diseñadas para romper a momento flector, debido a la rotura de algún cerco para cargas menores que la carga de rotura prevista por fallo a momento flector.

Por ello, al igual que en el fallo prematuro de los soportes por pandeo de las barras longitudinales, deberán adoptarse criterios conservadores cuando se evalúen vigas a esfuerzo cortante con corrosión por picaduras en sus cercos, que hayan sido dimensionadas con los cercos situados a la máxima distancia $s_t$ permitida en el Eurocódigo 2 [2], de valor $s_t = 0{,}75$ d. En estos casos, el fallo de un cerco conlleva que la viga responda en esa zona a esfuerzo cortante como viga sin cercos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



### *4.7. ELS de fisuración y deformación*

La fisuración del hormigón en estructuras con armaduras corroídas puede ser debida a:

- La corrosión de las barras, con fisuras paralelas a las mismas.
- La deformación excesiva a tracción de las barras bajo la acción de las cargas de servicio, con fisuras perpendiculares a las armaduras.

En el primer caso, el ancho de fisura en la superficie del hormigón y su evolución pueden estimarse a través de la propuesta del apartado 3.2 u otra similar. En el segundo caso, el ancho de fisura debe estimarse a través de las expresiones del Eurocódigo 2 [2] pero modificando el valor de la cuantía de la armadura traccionada en las mismas, indicado en la expresión 7.10, considerando la sección reducida de las armaduras corroídas y la corrección por el factor $K$ definido en (15) para considerar la disminución de la adherencia.

Por otra parte, la estimación de las deformaciones (flechas y giros) en vigas y losas con armaduras corroídas puede llevarse a cabo con lo indicado en el Eurocódigo 2 [2] considerando las secciones reducidas de hormigón y armaduras. Además, podrá ser necesario introducir el factor corrector $K$ definido en (15) para contemplar la disminución de la tensión última de adherencia en la expresión 7.19 del Eurocódigo 2 [2] que considera el efecto del "tension stiffening":

$$\varsigma = 1 - K\beta\left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right]^2 \qquad (19)$$

## 5. Consideraciones finales

Este artículo contempla un primer intento con algunas reflexiones acerca de las modificaciones que sería necesario introducir en el Eurocódigo 2 [2] para abordar la evaluación de estructuras de hormigón con armaduras corroídas y predecir su evolución futura.

El tema requiere mayor debate y consenso entre la comunidad científico-técnica hasta llegar a elaborar un texto normativo y contemplar otros tipos de deterioros.

Además, será necesario seguir avanzando en el conocimiento en esta materia:

- Basándose en otros ensayos que los realizados en el proyecto Contecvet [1] y en observaciones en estructuras sometidas a condiciones ambientales, sin acelerar el proceso de la corrosión de las armaduras.
- Profundizando en aspectos como:

– La evolución del deterioro del hormigón con el tiempo (desprendimiento/spalling) para diferentes tipos de elementos, diferentes detalles de armado y diferentes estados tensionales debidos a las acciones exteriores.
– La evolución de la pérdida de ductilidad del acero corroído.

- Obteniendo modelos algo más precisos en algunos temas (Ej:. tensión de adherencia versus deslizamiento de la armadura en elementos corroídos).

## Agradecimientos

El primero de los autores de este trabajo participó en el proyecto Contecvet cuando era responsable del área de I+D+i en la empresa Geocisa contando con los medios de dicha empresa para su desarrollo.

Los autores agradecen a Pablo Anaya, arquitecto investigador en el IETcc, su colaboración en la preparación de las figuras de este artículo. También agradecen a la Comisión Europea por la financiación del proyecto Contecvet.

## Bibliografía

[1] CONTECVET. A validated user's manual for assessing the residual life of concrete structures. DG Enterprise, CEC. 2001. Disponible en: www.ietcc.csic.es
[2] EN 1992-1-1: Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1 General rules and rules for buildings. CEN. 2004.
[3] Tuutti K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Institute (CIB). 1982;4-82. Stockholm.
[4] EHE-08. Instrucción de hormigón estructural. Madrid: Ministerio de Fomento; 2008.
[5] Bakker R. Prediction of service life reinforcement in concrete under different climatic conditions at given cover. En: Swamy RN, editor. Corrosion and Protection of Steel in Concrete International Conference. Sheffield (UK); 1964.
[6] Model Code 2010. Final draft. Bulletins. FIB. 2012;65-6.
[7] Sagüés AA. Modeling the effects of corrosion on the lifetime of extended reinforced concrete structures. Corrosion. 2003;854-66.
[8] Bamforth P, Chapman-Andrews J. Long term performance of RC elements under U.K. coastal exposure conditions. En: Swamy N, editor. International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete. Sheffield Academic Press; 1994. p. 139-56.
[9] Song HW, Lee CH, Ann KY. Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. Cement & Concrete Composites. 2008;30:113-21.
[10] Andrade C, Sagrera JL, Sanjuán MA. Several years study on chloride ion penetration into concrete exposed to Atlantic Ocean water. 2nd International Rilem Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete. 2000;19:121-34.
[11] Andrade C, Díez JM, Alonso C. Mathematical modeling of a concrete surface "skin effect" on diffusion in chloride contaminated media. Advances Cement Based Materials. 1997;6:39-44.
[12] Mangat PS, Molloy BT. Predicting of long term chloride concentration in concrete. Materials and Structures. 1994;27:338-46.
[13] Izquierdo D, Alonso C, Andrade C, Castellote M. Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation. Experimental and statistical study. Electrochimica Acta. 2004;49:2731-9.
[14] Andrade C. Corrosion propagation modeling. 5th International Essen Workshop - TRANSCOND 07. Essen Germany, June 2007.
[15] Andrade C, Rebolledo N, Pedrosa F. From the instantaneous corrosion rate to a representative value. En: Alexander MG, Beushausen HD, Dehn F, Moyo P, editores. Concrete repair, rehabilitation and retrofitting III. Londres: Taylor & Francis Group; 2012.
[16] Alonso C, Andrade C, Rodríguez J, Díez JM. Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion. Materials and Structures. 1998;31:435-41.
[17] UPC, IETcc, DRAGADOS: Predicción de los efectos estructurales del deterioro y refuerzo en puentes. Entregable 1.3.3. Proyecto I+D INNPACTO REHABCAR. Noviembre 2012.
[18] ISO 13822. Bases for design of structures. Assessment of existing structures. International Standard Organization. February 2003.
[19] EN 206 Concrete. CEN TC104.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):133-140

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

# Propuesta de modificación de los criterios de durabilidad del hormigón en el Eurocódigo 2

## *Proposed amendment of concrete durability criteria in Eurocode 2*

Carmen Andrade[a], Rosario Martínez[b] y Miguel Ángel Sanjuán[b]

[a] *Dr. en Ciencias Químicas, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc, Madrid, España*
[b] *Dr. en Ciencias Químicas, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, IECA, Madrid, España*

Recibido el 25 de julio de 2013; aceptado el 3 de diciembre de 2013

**Resumen**

Los Comités CEN/TC 250/SC2 (Eurocódigo 2) y CEN/TC 104/SC 1 (Hormigón) han creado un "Joint Working Group" JWG TC250/TC104 con el fin de revisar los aspectos relativos a la durabilidad en el Eurocódigo 2 "estructuras de hormigón" y en la norma EN 206-1 "hormigón". Este JWG ha estudiado la posibilidad de clasificar los hormigones no sólo por resistencia mecánica sino también por durabilidad en función de la clase de exposición. En este JWG se propone realizar esta clasificación en base a un ensayo directo de resistencia a los cloruros y a la carbonatación, lo que obligaría a realizar estos ensayos de una forma más o menos rutinaria en el futuro. Como alternativa, el grupo espejo español ha propuesto que la clasificación se haga primero en base a las dosificaciones como se ha realizado hasta el momento y, con el fin de avanzar en los criterios prestacionales, también mediante ensayos indirectos de durabilidad (indicadores de durabilidad). En el presente artículo se expone la propuesta española en comparación con la propuesta recogida en el JWG. Se discuten las ventajas e inconvenientes de cada una y se presentan las tablas resumen que se han enviado desde el TC140/SC2 de AENOR para la revisión del capítulo 4 del Eurocódigo 2.

*Palabras clave:* Durabilidad; Hormigón; Dosificación; Modelos; Resistividad

**Abstract**

The CEN/TC 250/SC2 and TC104/SC1 Committees have established a Joint Working Group, JWG TC250/TC104, in order to review all the durability aspects related to durability in Eurocode 2 "concrete structures" and EN 206-1 "concrete" standard. This JWG has studied the possibility of classifying concrete, not only by mechanical strength, but also by durability. This JWG has proposed that this classification be based on a direct test of carbonation or chloride resistance, which would oblige to make these types of tests routine in the future. As an alternative, the Spanish Mirror group has proposed to make this classification first by concrete mix proportioning as it is currently made and, in order to advance to a performance-based approach, by an indirect test (Durability Indicator). In present paper, the Spanish proposal is described and compared to that presented in the JWG. Advantages and disadvantages of both proposals are discussed and two Tables are presented that summarize what has been submitted by the AENOR CTN-140/SC2 for the revision of Chapter 4 of the Eurocode 2.

*Keywords:* Durability; Concrete; Batching; Models; Resistance

## 1. Introducción

La durabilidad del hormigón en la normativa europea se considera en dos normas, la EN 206-1 [1] de especificaciones del hormigón, desde el punto de vista del material, y en la serie de normas EN 1992 [2] de Eurocódigos estructurales del hormigón, desde el punto de vista del diseño del recubrimiento de la armadura del hormigón armado en función de la clase de exposición a la que van a estar expuestos los elementos estructurales y de la calidad del hormigón con la que han sido fabricados.

La EN 206-1 (anejo F) [1], al igual que la EHE-08 (Capítulo VII - Art. 37.3.2) [3] en España, define unos valores límite de relación agua/cemento y contenido de cemento en función de la clase de exposición. Por otro lado, el Eurocódigo 2 (apartado 4.4.1.2. de la norma EN 1992-1-1) [2] y el capítulo VII - Art. 37.2.4 de la EHE-08 especifican el recubrimiento mínimo en función de la clase de exposición.

*Autor para correspondencia.
*Correo electrónico:* andrade@ietcc.csic.es (C. Andrade).

0439-5689 © 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Uno de los aspectos que se pretende modificar en la revisión del Eurocódigo 2 "Estructuras de hormigón", EC2 [2], es el capítulo 4, relativo a la durabilidad, ya que en estos últimos años se han producido bastantes avances científico-técnicos y además se detecta una demanda creciente de especificar una vida útil mínima en infraestructuras de relevancia como es el caso, por ejemplo, de la tercera y la cuarta esclusas del canal de Panamá, donde se requiere al hormigón estructural garantizar una vida útil mayor de 100 años. Además se pretende reordenar el contenido de la norma de especificaciones del hormigón EN 206-1 [1] ya que contiene especificaciones que deberían estar en el EC2. La forma inicial en la que, en resumen, se pretenden basar los cambios consistiría en que la EN-206 defina clases de hormigones no sólo con relación a la resistencia a compresión a 28 días, sino que también los clasifique en función de la durabilidad y riesgo de corrosión de la armadura en función de cada ambiente de exposición. El EC2 abordaría los recubrimientos de armadura necesarios para cada clase de hormigón y de exposición.

Para conseguir estudiar las alternativas y presentar una propuesta, se ha creado un grupo de trabajo conjunto formado por miembros del CEN/TC 250/SC2 (Eurocódigo 2) y del CEN/TC 104/SC 1 (Especificaciones del hormigón) denominado *Durability Joint Working Group (JWG TC 250/TC 104).* De este grupo depende un "ad hoc group" de expertos. Por otro lado, es necesario mencionar a los diversos grupos espejo nacionales que también han sido preguntados sobre la redacción del capítulo 4 del EC2 sobre durabilidad. La figura 1 muestra para el caso español tanto los grupos como los representantes españoles en cada grupo.

En la revisión normativa actual que está realizando el denominado Durability Joint Working Group (JWG TC-250/TC-104) se planteó primero producir el cambio drástico de una consideración de las "clases de hormigón para la durabilidad" basada sólo en la medida de los coeficientes de difusión de los cloruros [4] y el dióxido de carbono [5] sin ninguna trazabilidad con las tablas actuales de proporciones de la mezcla de hormigón. Esta posición inicial se ha forzado a que varíe y en la actualidad plantea integrar el enfoque tradicional denominándolo nivel 1 con un enfoque prestacional como el desarrollado en el fib Model Code 2010 [6] mediante modelado del proceso agresivo, es decir, a través de indicadores directos del proceso de degradación, denominado en este caso como nivel 2. Finalmente, también se ha enunciado la posibilidad de un nivel 3 consistente en la definición de indicadores indirectos de la resistencia del hormigón frente a los diferentes ambientes agresivos, que englobaría los casos de ataque por sulfatos árido-álcali o la incorporación como indicador de la resistividad del hormigón o la penetración del agua. En el presente trabajo se desarrollan estos niveles y se explican tanto las propuestas que se han realizado por los miembros de otros grupos nacionales y que están siendo discutidas por el (JWG TC250/TC104) como la propuesta realizada por el Grupo Espejo español GEE-EC2.

## 2. Propuesta de nuevo enfoque del JWG TC-250/TC-104 clasificando el hormigón por su durabilidad

Como punto de partida el diagrama de flujo para el diseño de la vida útil que propone el *JWG TC250/TC 104 - durability* [7] coordinado por Steinar Leivestad en la elaboración de la nueva EN 1992-1-1 es el que se muestra a continuación (tabla 1).

Para clasificar por durabilidad, por el momento, el *JWG TC-250/TC-104 - durability* sólo considera el nivel 2 basado en el ensayo directo de la resistencia a la corrosión como la mejor estrategia para el diseño de un hormigón durable [7] y pretende redactar unos nuevos ensayos de resistencia a la carbonatación y a los cloruros diferentes ligeramente de los ya aprobados [4,5] y sometidos a ensayos ineterlaboratorios a nivel europeo. La tabla 2 muestra cómo la norma EN 206-1 podría presentar las clases de durabilidad y las composiones determinadas experimentalmente para cumplir con las prestaciones definidas. En la tabla, las definiciones de RC20, RC30 y RC40 se refieren a resistencia a la carbonatación equivalente a una penetración del hormigón carbonatado menor de 20, 30 o 40 mm a los 50 años y lo mismo para los cloruros cuya denominación RSD significa "resistance to sea water and deicing salts" (resistencia al agua de mar y sales de deshielo). Asimismo, el *JWG TC-250/TC-104 - durability* sugiere que estas resistencias se pueden relacionar con distintas composiciones del hormigón que se deberían actualizar periódicamente en función del desarrollo de nuevos materiales, de nuevas tecnologías o del estado del conocimiento.




Figura 1. Estructura de los grupos de trabajo implicados en la revisión del Eurocódigo 2 desde el punto de vista de la durabilidad. Los representantes españoles en cada grupo aparecen en azul.

Tabla 1
Procedimiento para la verificación de la durabilidad propuesto en el *JWG TC250/TC 104 - durability*

| |
|---|
| *Estructura, se considera el ambiente de exposición para varios elementos* |
| Bajo tierra |
| Externo |
| Interno, etc. |
| *Clase de exposición para varios elementos* |
| EC2 define las bases para la selección |
| *Clases de resistencia según el ambiente para varios elementos* |
| EN206 define las clases y especifica su composición |
| EC2 da las bases para la selección entre las clases |
| *Recubrimiento del hormigón* |
| EC2 da los requisitos |
| *Especificaciones de ejecución, planos* |
| EC2/EN13670 |

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 2
Propuesta a través del JWG TC250/TC 104 - durability [7]

| Clases | Clase de resistencia a la carbonatación | | | Clase de resistencia a los cloruros | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | RC40 | RC30 | RC20 | RSD75 | RSD60 | RSD45 |
| | RCL | RCM | RCH | RSDL | RSDM | RSDH |
| Definición de la clase con la penetración a los 50 años | XC3 < 40 mm | XC3 < 30 mm | XC3 < 20 mm | XS2 < 75 mm | XS2 < 60 mm | XS2 < 45 mm |
| Ensayo acelerado interpretación/uso | EN XXX1 | EN XXX1 | EN XXX1 | EN YYY2 | EN YYY2 | EN YYY2 |
| **Especificaciones de mezcla** | | | | | | |
| *CEM I* | | | | | | |
| Ceniza volante | Relación a/c = | Relación wa/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = |
| Humo de sílice | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = |
| *CEM II* | | | | | | |
| Ceniza volante | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = |
| Humo de sílice | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = |
| *CEM III* | | | | | | |
| Ceniza volante | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = | Relación a/c = |
| Humo de sílice | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = | Relación a/(c+kp) = |
| **Especificaciones de adiciones** | | | | | | |

La relación a/(c+kp) es la relación agua/cemento en cementos con adiciones de tal forma que c = clinker, k = factor de eficacia de la adición y p = contenido en adición.

Adicionalmente, el *JWG TC-250/TC-104 - durability* propone los valores mostrados en la siguiente tabla 3 en la que se especifica que el contenido mínimo de cemento sea fijo (280 kg/m$^3$) en todos los casos.

Son varios los inconvenientes y deficiencias de esta propuesta que han sido puestos de manifiesto reiteradamente ante el *JWG TC-250/TC-104 - durability* por los representantes españoles en los distintos grupos de trabajo (fig. 1). De forma resumida se pueden enunciar:

1. Considerar sólo un nivel de cumplimiento que implique un ensayo específico de durabilidad supone una ruptura drástica, que no es recomendable en ninguna normativa nueva, con el actual contenido del EC2 y de la EN 206-1, ya que supone pasar a una nueva forma de caracterizar los hormigones de la que no hay experiencia y que puede dar lugar a graves perturbaciones tecnológicas y económicas.

- Adicionalmente hay que resaltar que ni los ensayos de durabilidad ni los modelos están calibrados a 50 o 100 años y se desconoce la vida útil que tendrán los hormigones reales que alcancen el cumplimiento. Cualquier predicción es aproximada ya que no se tienen registros de ensayos similares en hormigones antiguos cuando se fabricaron.

2. Es necesario respetar una trazabilidad con lo anterior manteniendo la posibilidad de demostrar el cumplimiento de la durabilidad mediante una adecuada formulación del hormigon en base a sus materias primas (método por especificaciones *nivel 1*).

Tabla 3
Propuesta del JWG - durability "Exposure resistance classes, definitions, classification standards and deemed to satisfy values for various binder compositions"

| Valores preliminares | Clase de resistencia a la carbonatación | | | | Clase de resistencia a los cloruros | | | Clase de resistencia al hielo | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | RC | | | | RSD | | | RF | |
| | RC20 | RC30 | RC40 | RCX01 | RSD45 | RSD60 | RSD75 | RF2 | RF10 |
| Definición de la clase con la penetración a los 50 años (mm) | 20 | 30 | 40 | - | 45 | 60 | 75 | | |
| Norma de clasificación | EN xxx | EN xxx | EN xxx | EN xxx | EN yyy | EN yyy | EN yyy | EN zzz | EN zzz |
| Especificaciones de la mezcla | Máxima relación a/b<br>b es la suma del cemento y las adiciones en el hormigon, dentro de los límites indicados en la EN 197-2 | | | | | | | | |
| CEM I | 0,45 | 0,50 | 0,55 | 0,90 | NA | NA | 0,452 | | |
| CEM II-A | 0,45 | 0,50 | 0,55 | 0,90 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | | |
| CEM II-B | NA | 0,45 | 0,50 | 0,75 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | | |
| CEM III-A | NA | 0,45 | 0,50 | 0,75 | ? | ? | ? | | |
| CEM III-B | NA | NA | 0,45 | 0,65 | 0,38 | 0,45 | 0,55 | | |
| Contenido mínimo de cemento (kg/m$^3$) | 280 | 280 | 280 | 280 | 280 | 280 | 280 | | |

1 Clase RCX0 sólo se permitirá en la clase de exposición X0.
2 CEM I sólo se usará con 4% de humo de sílice mínimo.
NA significa que no se dan especificaciones para esa combinación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



- A este respecto debería quedar para los Anejos nacionales la especificación de los contenidos mínimos de cemento y de máxima relación a/c. Las cifras que aparecen en la tabla 4 del *JWG TC-250/TC-104 -durability* llevan a absurdos, ya que la cantidad mínima de cemento debería depender del ambiente y no ser fija y algunas de las máximas relaciones a/c son excesivas.

3. Ademas, el *JWG TC-250/TC-104 - durability*, fuera de su ámbito de competencia, intenta proponer unos nuevos métodos todavía no normalizados de determinación de la resistencia al ingreso de cloruros y de carbonatación del hormigón de forma acelerada, cuando el método normalizado [4,5] sólo considera que la resistencia a la carbonatación del hormigón se determine de forma natural. También, esta tabla sugiere la posibilidad de emplear cementos de horno alto (CEM III) y cementos CEM II (CEM II/A y CEM II/B) para mezclar con adiciones cuando en la norma europea EN 206-1 sólo se permite la adición directa de adiciones a los cementos CEM I y CEM II/A; por lo tanto, nuevamente se sale de su ámbito de competencia.
4. Finalmente, excepto en el caso de la corrosión de armaduras donde se han desarrollado modelos de cálculo de la vida útil que, si bien no están calibrados, están empezando a usarse en determinadas obras, en el caso del resto de ataques físico-químicos se usan sobre todo ensayos por prestaciones, que califican el hormigón como sensible o no a un ataque, pero no cuantifican la vida útil al no tener la variable tiempo incorporada en los cálculos. Son los llamados indicadores de durabilidad (resistencia a sulfatos, a la lixiviación, etc.). Igualmente estos indicadores sin la variable tiempo se están aplicando en los desarrollos actuales sobre corrosión, como es el caso de la resistividad del hormigón o sería el papel del ensayo de penetración al agua que tiene la actual EHE-08 [3]. Por ello es necesario contar con un tercer nivel de cumplimiento de la durabilidad basado en estos ensayos "de prestaciones".

## 3. Bases de la propuesta del Grupo Espejo Español (GEE-EC2) al JWG

La propuesta del GEE-EC2 se basa en considerar el cumplimiento de la durabilidad mediante cualquiera de los tres niveles antes mencionados y que ya están incorporados en el informe UNE 83994-1 [8] que contiene la figura 2, que muestra un diagrama de flujo para el diseño de la vida útil que está inspirado en el diagrama de flujo del boletín 34 del CEB [9]. En la literatura se encuentran otros modelos que podrían ser aplicados una vez validados siempre en coherencia con el nivel 1 [10,11].

### *3.1. Definición de niveles*

Además de la estrategia de diseño para una durabilidad, para abordar la clasificación de los hormigones por su durabilidad es necesario primero contemplar todos los principales mecanismos de deterioro:

- Corrosión de la armadura:

– Carbonatación: clases RC bajo, RC medio, RC alto (en lugar de poner una cifra que no está bien definida con un límite de tolerancia)
– Cloruros: clases RSD bajo, RSD medio, RSD alto

- Deterioro del hormigón:

– la acción hielo/deshielo: clases RF
– la agresividad química: clases RA
– la reacción árido-álcali

El método de verificación consistiría en la selección de materiales para un recubrimiento determinado en el caso de la corrosión de la armadura o unos materiales para resistir un determinado grado de agresividad. El método puede ser prescriptivo si los materiales y dosificaciones se definen en el proyecto o puede ser por prestaciones si lo que se define es el cumplimiento de un determinado ensayo indirecto de la durabilidad con su valor límite y correspondiente tolerancia (nivel 3) o bien mediante un ensayo directo cuyo resultado se introduce en una fórmula que tiene explícito el tiempo y permite por lo tanto calcular la vida útil.

### *3.2. Nivel 1 por dosificación del hormigón*

El nivel 1 propuesto por el GEE-EC2 esta basado en el cumplimiento de una dosificación del hormigón en base a la experiencia existente en nuestro país reflejada en la EHE-08 [3] y se resume en la tabla 4 a título de documento base. Este nivel debe ser considerado como punto de referencia y de calibración de los demás niveles debido a que es el único del que se tiene amplia experiencia.

Habría que recoger, tanto para hormigón armado como pretensado, todos los posibles niveles según las distintas clases de exposición; por ejemplo, del nivel 1.1 al 1.7 se encuentran las relaciones máximas agua/cemento y contenido mínimo de cemento especificados en la EHE-08 para los ambientes IIIa, IIIb y IIIc (cloruros de origen marino) así como para los ambientes IV, Qa, Qb, Qc, H, F y E, mientras que del nivel 1.8 al 1.11 se encuentran las relaciones máximas agua/cemento y contenido mínimo de cemento especificados en la EHE-08 para los ambientes IIa y IIb, relativos a la carbonatación, así como para el I correspondiente al ambiente libre de agresión. El nivel 1.12 corresponde únicamente al tipo I para un hormigón en masa.

### *3.3. Nivel 2 basado en el ensayo directo de la resistencia a la corrosión*

La propuesta del JWG presenta al nivel 2 como la mejor estrategia para el diseño de un hormigón durable. Aún siendo en principio correcta esta suposición, como ya se ha mencionado no existe ningún método de ensayo directo de carbonatación y de resistencia al ingreso de los cloruros que sea rápido, sencillo y barato y que por ello permita que este enfoque se pueda utilizar en todos los proyectos de cálculo de estructuras de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 4
Propuesta para el nivel 1 de clasificación de la durabilidad del hormigón por dosificación del hormigón

| Nivel | Criterio | Categorías | Relación agua/cemento máxima | Contenido mínimo de cemento (kg/m$^3$) | Tipo de cemento |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Dosificación del hormigón | 1.1 | < 0,45 | 300 | El tipo de cemento se debe definir en cada país en función de las características climatológicas de éste |
| | | 1.2 | < 0,45 | 325 | |
| | | 1.3 | < 0,45 | 350 | |
| | | 1.4 | < 0,50 | 275 | |
| | | 1.5 | < 0,50 | 300 | |
| | | 1.6 | < 0,50 | 325 | |
| | | 1.7 | < 0,50 | 350 | |
| | | 1.8 | < 0,55 | 300 | |
| | | 1.9 | < 0,60 | 300 | |
| | | 1.10 | < 0,60 | 275 | |
| | | 1.11 | < 0,65 | 250 | |
| | | 1.12 | < 0,65 | 200 | |

hormigón. Los ensayos son costosos en tiempo y necesitan de experiencia previa. En cuanto a los modelos son similares a los que ya se contemplan en el Anejo 9 de la EHE-08 [3]. Por tanto, el GEE-EC2 lo considera una alternativa para ganar mas experiencia y ser aplicado en el presente en infraestructuras muy singulares.

En cuanto a los ensayos contemplados (que la EHE-08 no define), es importante mencionar que ya existen a nivel europeo elaborados por el CEN/TC 104 [4,5] y han sido objeto reciente de un ensayo interlaboratorios entre 11 laboratorios europeos. El único añadido que los métodos actuales necesitan (y que debería especificarse en la EN 206) es la definición del número

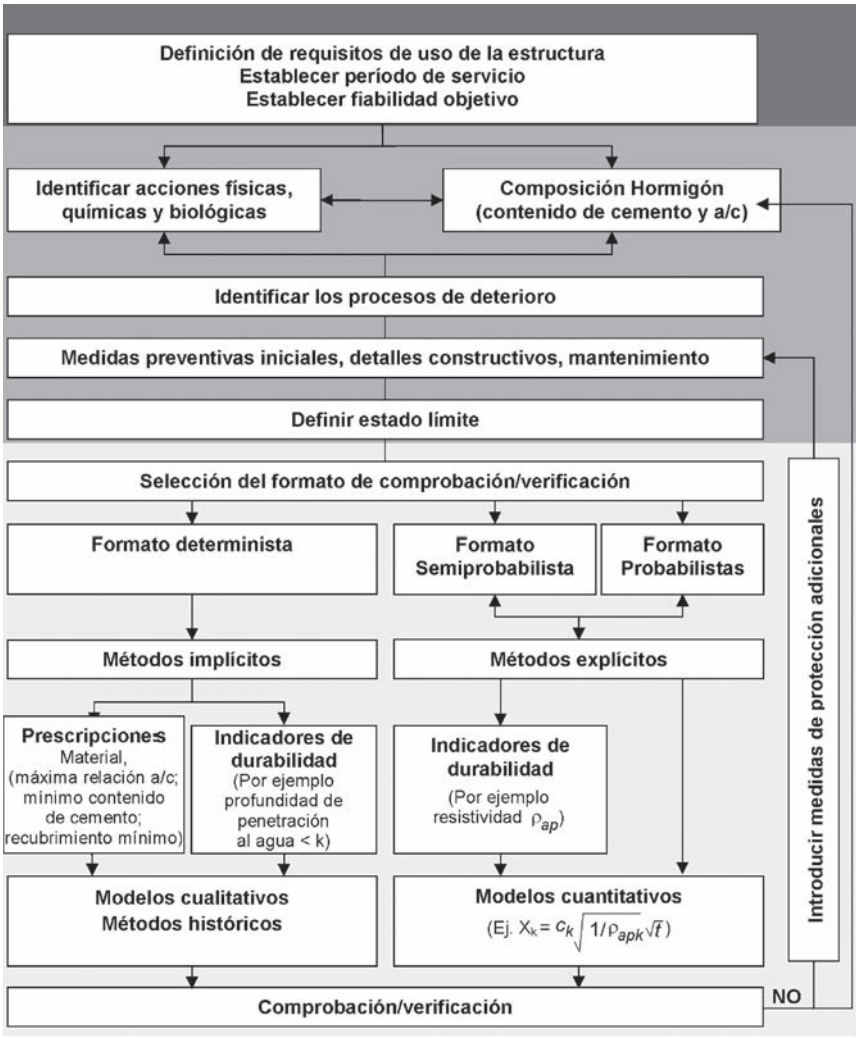



Figura 2. Esquema general de comprobación de la durabilidad propuesto por la UNE 83994-1 [8].

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



de ensayos a realizar, los valores límite y sus tolerancias para cada recubrimiento/tipo de ambiente y en el caso de la norma de difusión de cloruros, las edades a las que repetir el ensayo para tener "el factor de edad" del hormigón necesario para la predicción a largo plazo.

Por su parte, los modelos considerados para el caso de la carbonatación y la penetración de cloruros en el hormigón son los ya contemplados en el Anejo 9 de la EHE-08. En ambos casos se podría aplicar la siguiente solución de la segunda ley de Fick de difusión:

$$X = K * t^{0.5} \quad (1)$$

$X$ Profundidad de carbonatación o de penetración de cloruros [mm].
$K$ Coeficiente de carbonatación o de penetración de cloruros.

La propuesta española para este nivel es la de establecer distintas categorías en función de los coeficientes de carbonatación y de penetración de cloruros como se dan a título meramente de ejemplo en la tabla 5, de tal manera que permanezca como parámetro nacional el especificar los cementos más adecuados, ya que hay que tener en cuenta las diferencias climatológicas existentes entre los diferentes países y la experiencia con los cementos fabricados por cada país. Los valores de la tabla indicados para las distintas categorías son un ejemplo que necesita calibración.

### *3.4. Nivel 3 basado en el ensayo de un indicador indirecto de la corrosión*

En el nivel 3, existe en España experiencia del ensayo de la penetración al agua del hormigón, si bien tiene un carácter sólo aplicable a los medios con cloruros. Actualmente, el único indicador indirecto de la corrosión del que se tiene experiencia probada de su relación con una determinada durabilidad es la resistividad del hormigón (tabla 6). Podría ser un método sencillo al ser de carácter no destructivo la medida, que como en el caso del nivel 2, requiere de personal con experiencia para poder emplearlo adecuadamente. Actualmente, este nivel se está empleando en la fabricación del hormigón para las nuevas esclusas del canal de Panamá [12] entre otras obras. El método de medida está normalizado por AENOR [13,14]. Los métodos de ensayo serán los especificados en las normas europeas elaboradas por el CEN/TC 104 que seguramente serán similares a las que actualmente hay en España y en algunas metodologías propuestas por la RILEM [15]. España ha comenzado a calibrar [16] este método con las dosificaciones establecidas en la EHE-08.

## 4. Propuestas del TC140/SC2 de AENOR en la revisión del Eurocódigo 2

Con motivo de la presente revisión del EC2, el GEE-EC2 ha presentado al subcomité de AENOR TC140/SC2 que proponga a través de su representante Alejandro Pérez (fig. 1) unas modificaciones al capítulo 4 sobre durabilidad, que ya integre la propuesta que debería simultáneamente hacerse a la EN 206 en los aspectos de durabilidad y que, debidamente respaldadas por el CTN-140/SC2, se resumen a continuación.

### *4.1. Tabla de clases de hormigón propuesta para la EN 206-1*

La tabla 7 se ha presentado en los comentarios enviados oficialmente al CEN TC-250 que, respetando los principios descritos en las tablas anteriores 3 y 4 del *JWG TC-250/TC-104 - durability,* se han adaptado a la propuesta española de tres niveles de clasificación de los hormigones por durabilidad. Su contenido debe ser calibrado y adecuado pero sirve de ejemplo de lo que se propone.

### *4.2. Propuesta al EC2 sobre definición de vida en servicio y de recubrimientos*

La definición de vida en servicio y recubrimiento se contempla en la norma EN 1992-1-1 y por ello la propuesta debería reflejarse en el nuevo contenido del capítulo 4.

Tabla 6
Propuesta para el nivel 3 basado en el cálculo de un indicador indirecto de la corrosión (caso de la resistividad eléctrica)

| Nivel | Criterio | Categorías | Resistividad (Ωm) (1) |
|---|---|---|---|
| 3 | Indicador indirecto de la corrosión | 3,1 | >400 |
| | | 3,2 | 200-400 |
| | | 3,3 | 100-200 |
| | | 3,4 | 50-100 |
| | | 3,5 | <50 |

(1) Valores que necesitan ser validados mediante ensayo y teniendo en cuenta el espesor de recubrimiento y la clase de exposición. Los valores de la tabla son un ejemplo que necesita su calibración [16].

Tabla 5
Propuesta para el nivel 2 basado en el cálculo de un indicador directo de la corrosión

| Nivel | Criterio | Categorías | Coeficiente de carbonatación natural (mm/año$^{0,5}$) (2) | Coeficiente de penetración de cloruros (mm/año$^{0,5}$) (2) | Tipo de cemento |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 | Indicador directo de la corrosión | 2,1 | < 1,4 | < 6,0 | (1) |
| | | 2,2 | < 2,1 | < 6,5 | |
| | | 2,3 | < 2,5 | < 7,0 | |
| | | 2,4 | < 3,0 | < 7,5 | |
| | | 2,5 | < 3,5 | < 8,0 | |
| | | 2,6 | < 4,0 | < 8,5 | |

(1) Parámetro nacional.
(2) Valores que necesitan ser validados mediante ensayo y que dependen de la concentración superficial de cloruros y del factor de edad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 7
Propuesta española del CTN-140/SC2 al EC2 para implementarlo en la EN 206

| Valores preliminares | Clase de resistencia a la carbonatación | | | Clase de resistencia a los cloruros | | | Clase de resistencia al hielo RF | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | RC | | | RSD | | | | |
| | RC40<br>RC BAJA | RC30<br>RC MEDIA | RC20<br>RC ALTA | RSD75<br>RSD BAJA | RSD60<br>RSD MEDIA | RSD45<br>RSD ALTA | RF2<br>RF ALTA | RF10<br>RF BAJA |
| Clasificación por ensayos directos | CEN/TS 12390-10:2007: Testing hardened concrete, Determination of the relative carbonation resistance of concrete | | | CEN/TS 12390-11:2010: Testing hardened Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion concrete | | | CEN/TS 12390-XX | |
| CEM I (fck>40 MPa) | <0,60<br>>250 kg/m$^3$ | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>325 kg/m$^3$ | <0,50<br>>375 kg/m$^3$ | | |
| CEM I (fck<40 MPa) | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,60<br>>300 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,45<br>>300 kg/m$^3$ | <0,45<br>>325 kg/m$^3$ | <0,50<br>>375 kg/m$^3$ | | |
| CEM II/A (-V, -P, -S) (fck>40 MPa) | <0,60<br>>250 kg/m$^3$ | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,45<br>>300 kg/m$^3$ | <0,45<br>>325 kg/m$^3$ | <0,50<br>>375 kg/m$^3$ | | |
| CEM II/A (-V, -P, -S) (fck<40 MPa) | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,60<br>>300 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,45<br>>325 kg/m$^3$ | <0,45<br>>350 kg/m$^3$ | <0,50<br>>375 kg/m$^3$ | | |
| CEM II/B (-V, -P, -S) & CEM II/A (-L, -LL) | <0,65<br>>250 kg/m$^3$ | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,45<br>>300 kg/m$^3$ | <0,45<br>>325 kg/m$^3$ | <0,50<br>>375 kg/m$^3$ | | |
| CEM III/A | <0,60<br>>250 kg/m$^3$ | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>325 kg/m$^3$ | <0,50<br>>375 kg/m$^3$ | | |
| CEM III/B | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,60<br>>300 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>350 kg/m$^3$ | | |
| CEM III/C | <0,60<br>>300 kg/m$^3$ | <0,60<br>>320 kg/m$^3$ | <0,55<br>>320 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>350 kg/m$^3$ | | |
| CEM IV/A | <0,65<br>>250 kg/m$^3$ | <0,60<br>>275 kg/m$^3$ | <0,55<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>325 kg/m$^3$ | <0,50<br>>375 kg/m$^3$ | | |
| CEM IV/B | <0,60<br>>300 kg/m$^3$ | <0,60<br>>320 kg/m$^3$ | <0,55<br>>320 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>350 kg/m$^3$ | | |
| CEM V/A & CEM V/B | <0,60<br>>300 kg/m$^3$ | <0,60<br>>320 kg/m$^3$ | <0,55<br>>320 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>300 kg/m$^3$ | <0,50<br>>350 kg/m$^3$ | | |

### *4.3. Vida en servicio*

Al igual que en la EHE-08 la vida en servicio se debe establecer en el proyecto con el fin de poder calcular el recubrimiento necesario en función de la calidad de hormigón requerida para un ambiente de exposición dado. Habitualmente, se emplean como datos de referencia 50 y 100 años.

### *4.4. Recubrimiento mínimo*

El recubrimiento mínimo definido en el proyecto debe ser función de la vida en servicio elegida en el proyecto y de la clase de hormigón seleccionada para un tipo de exposición determinado (apartado 4.4.1.2. de la norma EN 1992-1-1).

La EHE-08, en el capítulo VII - Art. 37.2.4, da una tabla con dichos recubrimientos mínimos para cada ambiente de exposición en función de la vida en servicio de 50 ó 100 años, de que se trate de cementos CEM I u otros, de que las resistencias características del hormigón sean inferiores a 25 N/mm$^2$, estén en el intervalo de $25<f_{ck}<40$, o sean superiores a 40 N/mm$^2$.

La propuesta española acepta el formato de tabla que ha propuesto el *JWG TC-250/TC-104 - durability* en cuanto a la definición de los recubrimientos mínimos en función de la vida en servicio y tipo de hormigón que debería incorporarse en la norma EN 1992-1-1 del Eurocódigo 2 y que se muestra en la tabla 8. Las discrepancias con esta tabla de la postura española son dos: 1) la denominación debería ser de "resistencia alta, moderada y baja" y no con cifras y 2) adicionalmente los valores mostrados en esta tabla deberían ser parámetros nacionales que tengan en cuenta simultaneamente otras variables como la resistencia y el tipo de cemento utilizado tal y como recoge la EHE-08.

Tabla 8
Ilustración de las posibles clases mínimas de hormigón recomendadas y los recubrimientos mínimos

| Clase de Exposición | Clase de resistencia al ambiente (mínimo) NDP | Recubrimiento Mínimo $c_{min,dur}$ (mm) | |
|---|---|---|---|
| | | 50 años de vida útil de proyecto | 100 años de vida útil de proyecto |
| X0 | RC40 | cmin,b | cmin,b |
| XC1 | RC30 | 15 | 25 |
| XC2, XC3, XC4 | RC20 | 25 | 35 |
| XD1, XS1 | RSD75 | 40 | 50 |
| XD2, XD3, XS2 | RSD60 | 40 | 50 |
| XS3 | RSD45 | 50 | 60 |

## 5. Conclusiones

Las conclusiones a modo de resumen son:

- El Grupo Espejo Español (GEE-EC2) en materia de durabilidad respaldado por el Subcomité 2 del CTN-140 de AENOR considera que el cambio en el capítulo 4 sobre Durabilidad del hormigón no puede ser drástico y debe tener relación con lo que existe hasta ahora (definición del hormigón por dosificación) a la vez que debe indicar otras formas de clasificación de los hormigones por durabilidad como se contempla en el Anejo 9 de la EHE-08.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



- En cuanto a las clases de durabilidad del hormigón en base a niveles:

– El nivel 1 debe contemplar la *especificación de la dosificación* del hormigón y debe ser considerado como el punto de referencia y de calibración de los demás niveles, debido a que es el único que se ha empleado hasta ahora y del que existe experiencia.
– El nivel 2 debe considerar el *ensayo directo* y el *modelado de cada proceso de degradación del hormigón* en particular. Este nivel representa el enfoque prestacional avanzado y la consideración explícita del tiempo. Por ello, su utilización es recomendable en obras singulares y en aquéllas en las que se requieren vidas en servicio superiores a 100 años. Hay que destacar que es necesario personal muy especializado para poder aplicar este nivel, que hasta el momento carece de calibración superior a 20-25 años.
– El nivel 3 de *indicadores indirectos* tiene la ventaja de ofrecer unas medidas rápidas y sencillas; sin embargo, es necesario que, tanto el personal que tome las medidas como el que las interprete, tenga una formación adecuada y experiencia. Asimismo, hay que mencionar la falta de calibración actual como en el caso de ensayos directos de durabilidad.

## Agradecimientos

Los autores agradecen a los representantes mencionados en la figura 1 su trabajo para asegurar la coherencia de la postura española y a todos los miembros del subcomité 2 del CTN-140 de AENOR sus contribuciones y comentarios.

## Bibliografía

[1] EN 206-1. Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity.
[2] EN 1992-1-1. Eurocode 2; Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2010.
[3] EHE-08. Instrucción Española del Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento, España. 2008.
[4] CEN/TS 12390-11:2010. Testing hardened concrete. Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion.
[5] CEN/TS 12390-10:2007. Testing hardened concrete. Determination of the relative carbonation resistance of concrete.
[6] Model Code 2010. *fib.* 2012.
[7] Leivestad S. MEMO-JWG 250/104 N19E. Durability Exposure Resistance Classes, a new system to specify durability in EN 206 and EN 1992. 2011-04-29.
[8] UNE 83994-1. Durabilidad del hormigón. Estrategia de comprobación de la durabilidad en niveles. Parte 1: Métodos de comprobación.
[9] *fib* Bulletin 34, Model Code for Service Life Design. Federation Internationale du Béton, 2006.
[10] Sanjuán MA, Andrade C, Cheyrezy M. Concrete carbonation tests in natural and accelerated conditions. Advances in Cement Research. 2003;4:171-80.
[11] Andrade C, Tavares F, Fullea J, Izquierdo D. Probabilistic treatment of rebar depassivation and its influence in the calculation of structural limit states. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-8 Toledo Spain March 2013.
[12] Andrade C, Rebolledo N, Castillo A, Tavares F, Pérez R, Baz M. Evaluación de mezclas de hormigón para el nuevo canal de Panamá mediante la medida de la resistividad y de la resistencia a la difusión de cloruros. XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT-Colombia. 2013.
[13] PrUNE 83980. Ensayo de durabilidad del hormigón. Durabilidad del hormigón. Determinación de la absorción de agua, peso específico y porosidad accesible al agua del hormigón. Febrero 2013.
[14] UNE 83988. Durabilidad del hormigón. Determinación de la resistividad eléctrica.
[15] Polder R, Andrade C, Elsener B, Vennesland O, Gulikers J, Weidert R, et al. Test methods for on-site measurement of resistivity of concrete, RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion. Materials and Structure. 2000;33:603-11.
[16] Andrade C, D'Andrea R. Electrical resistivity as microstructural parameter for the modeling of service life of reinforced concrete structures, 2nd Int. Symposium on Service Life Design for Infrastructures, Delft, Netherlands, 4-6 October 2010.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):141-150

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

# Resistencia al fuego de pilares de hormigón según el Eurocódigo 2 y comparación con la EHE-08. Métodos de comprobación mediante tablas

## *Fire resistance of concrete columns according to Eurocode 2 and compared with EHE-08. Solutions in terms of Tabulated Data*

Hugo Corres Peiretti[a,*], Freddy Ariñez Fernández[b], Jesús Bairán García[c], Sergio Carrascón[d] y Antonio Marí Bernat[c]

[a] *Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España*
[b] *Ingeniero Civil, Becario Investigador, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España*
[c] *Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Barcelona, España*
[d] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IECA Tecnología, Barcelona, España*

Recibido el 25 de noviembre de 2013; aceptado el 16 de enero de 2014

**Resumen**

En este trabajo se presenta la propuesta del Eurocódigo 2 Parte 1-2, en relación con la resistencia al fuego de los soportes de hormigón armado. El Eurocódigo 2 Parte 1-2 define dos procedimientos para la comprobación de pilares frente al fuego, reflejados en sendas tablas. Uno de ellos ha sido obtenido a partir de resultados experimentales y el otro se ha obtenido a partir de un estudio paramétrico que utiliza el método de la columna modelo en condiciones de fuego. Se presentan ambos métodos, indicando sus respectivos rangos de aplicación y las fuentes de su desarrollo. Seguidamente, se realiza una comparación entre ambos métodos y con los requisitos de la EHE-08.

*Palabras clave:* Resistencia al fuego; Soportes de edificación; Eurocódigo 2; EHE-08; Columna modelo

**Abstract**

This paper presents the specifications in Eurocode 2 Part 1-2 regarding the fire resistance of reinforced concrete columns. Eurocode 2 Part 1-2 defines two methods to assess the fire resistance of columns, which are reflected in several tables. One of these methods has been obtained from experimental results, and the other method has been developed through a parametric study that applied the model column method considering the influence of fire. This paper presents both methodologies, noting their application ranges as well as the sources of their development. A comparison is then made between both methods of Eurocode 2, as well comparing them with the requirements in EHE-08.

*Keywords:* Fire resistance; Building columns; Eurocode 2; EHE-08; Model column

## 1. Introducción

La realidad del comportamiento frente al fuego de pilares, igual que en casi todos los temas de la ingeniería estructural, es muy compleja.

Por un lado es necesario definir una acción del fuego adecuada. La acción del fuego normativo [1,2] está basada en las capacidades que los primeros laboratorios tenían para representar el fuego. El fuego real difiere del normativo y depende de muchos parámetros, que son específicos de cada caso [3,4]. En este sentido, las normas más modernas de fuego, como la EN 1991-1-2: 2002 [5] permite la utilización de una acción de fuego ad hoc para casos especiales.

Por otro lado, a nivel de sección, el efecto del fuego altera, dependiendo de la temperatura alcanzada, las propiedades del hormigón y de las armaduras y, consecuentemente, altera su capacidad resistente. Esta es la situación que se considera en la normativa para distintos elementos estructurales y ha sido el

*Autor para correspondencia.
*Correo electrónico:* hcp@he-upm.com (H. Corres Peiretti).

0439-5689 © 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



criterio utilizado también para pilares en las primeras propuestas para la verificación de la capacidad resistente en condiciones de fuego en las distintas normas [6,7].

En el caso de pilares, a nivel de elemento, el fuego hace disminuir la rigidez de las secciones y, por lo tanto, del elemento, y esta situación puede aumentar los efectos de segundo orden, si el pilar es esbelto a temperatura ambiente, o producir un escenario en donde los efectos de segundo orden puedan ser importantes. Ésta es la situación que intentan tener en cuenta las nuevas normas [8].

Por último, existe un efecto a nivel estructural global que puede tener mucha influencia pero que es muy difícil de abordar. Dependiendo del sitio donde se produzca el fuego, se generan unas deformaciones en los distintos elementos estructurales afectados que interaccionan con el resto de la estructura no afectada por el fuego y que pueden producir efectos muy distintos, favorables y desfavorables [9]. Estos efectos pueden ser muy importantes para evaluar el efecto estructural del fuego en pilares pero, por su dificultad, no se han tenido en cuenta en los procedimientos normativos vigentes.

El proyecto frente al fuego de pilares de hormigón, según la EN 1992-1-2:2004 [8], ha sufrido un gran cambio respecto al método planteado en la ENV-1992-1-2 [6] que era muy parecido a las tablas que existen en el Anejo 6 de la EHE-08 [7].

En la actual versión del Eurocódigo se ha pasado de un análisis seccional en donde se tenía en cuenta la pérdida de capacidad resistente de la sección, tal como planteaba la ENV 1992-1-2 [6] o como propone el Anejo 6 de la EHE-08 [7], a un análisis de elemento estructural. La consecuencia inmediata de este planteamiento es que se han aumentado las exigencias a los pilares de hormigón.

La EN 1992-1-2: 2004 [8] define dos procedimientos para la comprobación de pilares frente al fuego, reflejados en sendas tablas. Uno de ellos ha sido deducido a partir de resultados experimentales, Método A, y el otro produce las tablas a partir de un estudio paramétrico en el que se evalúa la capacidad resistente de los pilares con el método de la columna modelo y se emplean secciones con características geométricas y mecánicas que tienen en cuenta la acción del fuego, Método B. En este trabajo se presentan detalladamente ambos métodos.

Adicionalmente, en este trabajo se comparan el Método A y el Método B de la EN 1992-1-2: 2004 [8] y el Método A de la EN 1992-1-2: 2004 [8] con el Anejo 6 de la instrucción EHE-08 [7].

## 2. Comprobación de la resistencia al fuego según ENV 1992-1-2

La ENV 1992-1-2:1996 [6] es anterior a la EHE-08 [7] y a la EN 1992-1-2:2004 [8], y para la comprobación de la resistencia al fuego de soportes de hormigón armado propone la tabla 1.

La tabla 1, para distintos tiempos de exposición y grados de sobredimensionamiento evaluados a partir de $\mu_{fi}$, presenta una combinación de recubrimientos mecánicos mínimos, medidos desde el paramento exterior al centro de gravedad de la armadura, y dimensión transversal mínima, $a_{min}$ y $b_{min}$, que debe tener un soporte de hormigón armado para resistir un tiempo de exposición $R$ para la curva de fuego establecida por la ISO 834 [2]. Se supone que con estas condiciones el soporte está en grado de resistir hasta el tiempo indicado las acciones del fuego sin fallar. El recubrimiento supone una protección, durante el tiempo indicado, para que la temperatura en la armadura no crezca por encima de valores en donde se pierde gran capacidad mecánica. El parámetro $\mu_{fi}$ se define por la Ecuación 1.

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi(0)}} \quad (1)$$

Donde:

$R_{d,fi(0)}$ representa la capacidad resistente del soporte considerando las propiedades mecánicas de los materiales a temperatura ambiente, pero considerando los coeficientes de minoración de los materiales correspondientes a las situación de fuego: $\gamma_s = 1{,}0$ y $\gamma_c = 1{,}0$ y considerando los efectos de segundo orden haciendo la hipótesis de que la longitud efectiva del soporte es igual a la real.

$E_{d,fi}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones en situación de fuego.

En la figura 1 se representa el significado de relación $\mu_{fi}$ para un pilar de sección rectangular con armadura en las esquinas y una esbeltez mecánica $\lambda = 60$, a temperatura ambiente.

El parámetro $\mu_{fi}$ intenta tener en cuenta el nivel de carga sobre la resistencia del soporte en condiciones de fuego. Tal como está definido es difícil entender su significado físico. Además es un parámetro muy difícil de obtener, ver referencia [10].

Tabla 1
Dimensiones y recubrimientos mecánicos minimos para soportes de H.A. según [6]

| $R$ [min] | $\mu_{fi} = 0{,}2$ | | $\mu_{fi} = 0{,}5$ | | $\mu_{fi} = 0{,}7$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] |
| 30 | 150* | 10* | 150* | 10* | 150* | 10* |
| 60 | 150* | 10* | 180* | 10* | 200* | 10* |
| 90 | 180* | 10* | 210* | 10* | 240 | 35 |
| 120 | 200 | 40 | 250 | 40 | 280 | 40 |
| 180 | 240 | 50 | 320 | 50 | 360 | 50 |
| 240 | 300 | 50 | 400 | 50 | 450 | 50 |

*Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



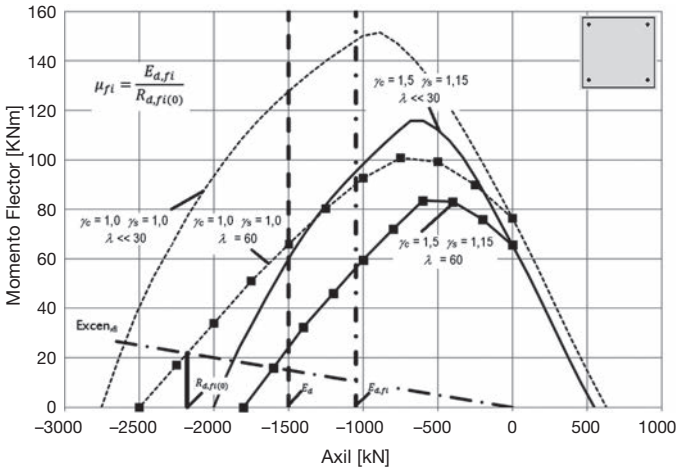



Figura 1. Representación de los valores a utilizar en la obtención de la relación $\mu_{fi}$, en el diagrama de interacción de la sección del soporte analizado.

## 3. Comprobación de la resistencia al fuego según la EHE-08

En España las comprobaciones de la resistencia al fuego de estructuras de hormigón estructural se realizan según las recomendaciones del Anejo 6 de la EHE-08 [7] que, en el caso de soportes, propone el cumplimiento de los recubrimientos mecánicos y dimensiones mínimas que establece la tabla 2.

La EHE-08 [7] no considera la influencia del nivel de carga solicitante sobre el soporte ni tampoco los efectos de segundo orden.

La EHE-08 [7] establece que para resistencias al fuego mayores a los 90 minutos y cuantía de armadura del soporte superior al 2%, la armadura debe distribuirse en todas las caras de la sección. Cuando la armadura, además de en las esquinas, está distribuida en todas las caras, el comportamiento a fuego mejora porque las armaduras de las caras tienen menos temperatura que las de las esquinas.

La figura 2 muestra la distribución de temperaturas en un cuarto de la sección transversal de un soporte de hormigón armado de 35 × 35 cm con ocho barras de 20 mm de diámetro con un recubrimiento mecánico de 30 mm. El modelo de la figura 1 se obtuvo con el programa SAFIR [11] para un tiempo de exposición de 60 minutos a la curva de fuego ISO 834 [2].

La figura 2 muestra que la barra de refuerzo ubicada en la esquina del soporte experimenta mayores temperaturas que las barras colocadas en las caras del soporte.

## 4. Comprobación de la resistencia al fuego según EN 1992-1-2

De acuerdo con la referencia [10], las tablas de comprobación de la ENV 1992-1-2 [6] se han desarrollado a partir de una base de datos empírica confirmada con la experiencia. La comparación de los resultados obtenidos con las tablas allí propuestas y los resultados experimentales disponibles muestran mala correlación y este argumento es el que ha llevado al desarrollo de una nueva propuesta en la EN 1992-1-2 [8].

Tabla 2
Dimensiones y recubrimientos mecánicos minimos para soportes de H.A. según [7]

| $R$ [min] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm][a] |
|---|---|---|
| 30 | 150[b] | 15 |
| 60 | 200[b] | 20 |
| 90 | 250 | 30 |
| 120 | 250 | 40 |
| 180 | 350 | 45 |
| 240 | 400 | 50 |

[a] Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.
[b] Las dimensiones mínimas deben respetar las mínimas establecidas en la EHE-08 [7].

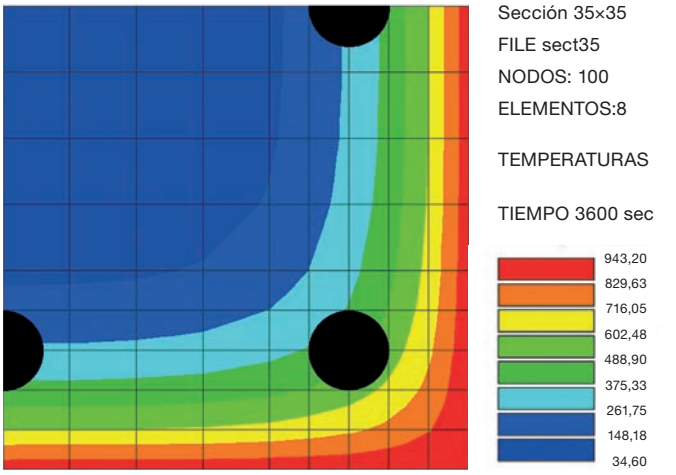



Figura 2. Distribución de temperaturas en un cuarto de sección de un soporte de hormigón armado de 35 × 35 cm de sección y expuesto a 60 minutos de fuego ISO 834 [2].

### 4.1. Método A

Tal como se indica en los background documents [12], el Método A se ha obtenido a partir de 76 ensayos realizados en cuatro laboratorios diferentes, en las Universidades de Lieja y Gante en Bélgica [13], en la Universidad Técnica de Braunschweig en Alemania [14], y en el Instituto para la Investigación en Construcción en Canadá [15].

En los ensayos experimentales realizados en Bélgica y Alemania se utilizó la curva de fuego ISO 834 [2], mientras que en los ensayos realizados en Canadá se aplicó la ASTM E119 [1]. La curva de fuego ASTM E119 [1] es prácticamente idéntica a la curva de fuego ISO 834 [2].

Seguidamente, se aplicó el siguiente procedimiento [10]:

- La ponencia realizó un estudio paramétrico, utilizando el programa SAFIR [11], para identificar las variables más significativas en el comportamiento de soportes en condiciones de fuego. Las variables identificadas fueron: la longitud de pandeo del soporte $l_{ef}$, el recubrimiento mecánico de la armadura $a$, la dimensión efectiva de la sección del soporte

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



$b_{ef}$, definida por la Ecuación 10, el número de barras longitudinales $n$ y el nivel de carga actuante sobre el soporte $\mu_{fi}$, definido por la Ecuación 2.

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \tag{2}$$

$N_{Ed,fi}$ tiene el mismo significado que $E_{d,fi}$ en la Ecuación 1.
$N_{Rd}$, es la capacidad resistente del soporte a temperatura ambiente considerando los coeficientes parciales de seguridad de los materiales correspondientes a la condición de temperatura ambiente, especificados en la EN-1992-1-1 [16]: $\gamma_s = 1{,}15$ y $\gamma_c = 1{,}5$. El cálculo de $N_{Rd}$ incluye los efectos de segundo orden.
En la figura 3 se representa el significado de la relación $\mu_{fi}$ para un pilar de sección rectangular con armadura en las esquinas y una esbeltez mecánica $\lambda = 60$, a temperatura ambiente.
Esta nueva versión del parámetro $\mu_{fi}$ intenta simplificar su cálculo, ver referencia [10]. En cualquier caso el significado físico sigue siendo difícil de entender.

- Con estos cinco parámetros se determinó un modelo para calcular el tiempo de exposición, Ecuación 3, que se obtuvo a partir de los resultados experimentales indicados.

$$R = 120\left[\frac{R_{\eta,fi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120}\right]^{1,8} \tag{3}$$

Donde:

$$R_{\eta,fi} = 83\left[1 - \mu_{fi}\frac{(1+\omega)}{(0{,}85/\alpha_{cc}) + \omega}\right] \tag{4}$$

$$R_a = 1{,}60(a - 30) \tag{5}$$

$$R_l = 9{,}60(5 - l_{ef}) \tag{6}$$

$$R_b = 0{,}09 b_{ef} \tag{7}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0 \text{ si } n = 4 \text{ (barras solo en las esquinas)} \\ R_n &= 12 \text{ si } n > 4 \end{aligned} \tag{8}$$

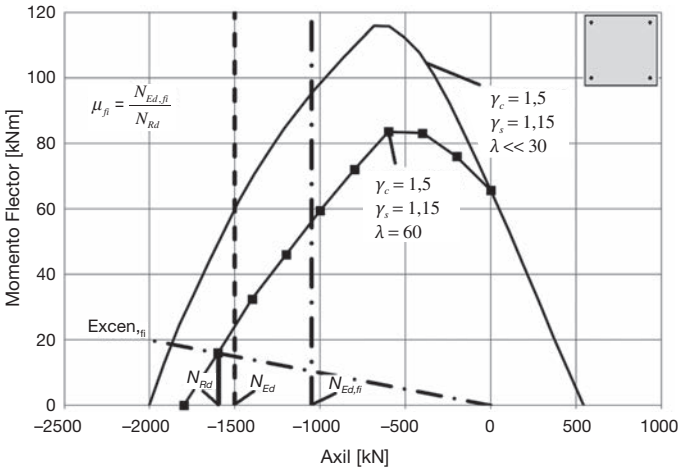



Figura 3. Representación de los valores a utilizar en la obtención de la relación $\mu_{fi}$ en el diagrama de interacción de la sección del soporte analizado.

$\alpha_{cc}$ es el coeficiente cansancio del hormigón a compresión, para el que se recomienda [5] adoptar el valor $\alpha_{cc} = 1$.
$\omega$ es la cuantía mecánica del soporte a temperatura ambiente que se define en la Ecuación 9.

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \tag{9}$$

Donde:

$A_c$ es el área transversal del soporte
$A_s$ es el área total de la armadura longitudinal
$f_{cd}$ es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión a temperatura ambiente
$f_{yd}$ es la resistencia de cálculo del acero a temperatura ambiente

En la Ecuación 7, en el caso de soportes circulares, $b_{ef}$ es equivalente al diámetro del soporte mientras que para soportes rectangulares, con dimensiones transversales $b$ y $h$, la dimensión efectiva $b_{ef}$ se obtiene mediante la Ecuación 10:

$$b_{ef} = \frac{2A_c}{(b+h)} \tag{10}$$

La EN-1992-1-2 [8] especifica que las ecuaciones 3 a 8 son aplicables cuando los valores de $l_{ef}$, $a$, $b_{ef}$ y $\mu_{fi}$, y la relación $e/h$ o $e/b$, relación entre la excentricidad de primer orden bajo condiciones de fuego $e$ y las dimensiones transversales adecuadas, se encuentran dentro de un rango de valores admisibles definidos en la tabla 3 [8]. En la tabla 3 también se muestra el rango de variación de estos parámetros en los ensayos utilizados [12].

Adicionalmente la EN-1992-1-2 [8] presenta la tabla 4, similar a las existentes en la EHE-08 [7] y en la ENV 1992-1-2: 1996 [6], en la que se indican los valores de $a_{min}$ y $b_{min}$, correspondientes a soportes de hormigón con una longitud de pandeo $l_{ef}$ inferior a los tres metros, con una excentricidad relativa de primer orden bajo condiciones de fuego e inferior a 0,15, con una cuantía geométrica de acero de refuerzo ($A_s/A_c$) inferior al 4%, y con niveles de carga $\mu_{fi}$ de 0.2, 0.5 y 0.7. Según [10], estas limitaciones se cumplen en la mayoría de los pilares de edificación.

La figura 4 muestra una comparación entre las dimensiones mínimas $b_{min}$, (fig. 4a) y los recubrimientos mecánicos mínimos $a_{min}$ (fig. 4b), de la EHE-08 [7], la ENV 1992-1-2:1996 [6] y el Método A de la EN-1992-1-2 [8]. En el caso de los valores de las tablas 1 y 4, se han utilizado los valores que corresponden

Tabla 3
Rangos de valores admisibles para los parámetros utilizados en el Método A [8] y rango de variación de tales parámetros en los resultados experimentales utilizados [12]

| Mét. A EN-1992-1-2 [8] | Ensayos Experimentales [12] |
|---|---|
| $2 \text{ m} \le l_{ef} \le 6$ m | $1{,}9 \text{ m} \le l_{ef} \le 5{,}76$ m |
| $25 \text{ mm} \le a \le 80$ mm | $30 \text{ mm} \le a \le 80{,}15$ mm |
| $200 \text{ mm} \le b_{ef} \le 450$ mm | $200 \text{ mm} \le b_{ef} \le 406$ mm |
| $0{,}15 \le e/h$ o $e/b \le 0{,}4$ | $0{,}00 \le e/h$ o $e/b \le 0{,}5$ |
| $0{,}2 \le \mu_{fi} \le 0{,}7$ | $0{,}131 \le \mu_{fi} \le 0{,}83$ |

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 4
Dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos para soportes de H.A. según el Método A de [8]

| $R$ [min] | $\mu_{fi} = 0,2$ | | $\mu_{fi} = 0,5$ | | $\mu_{fi} = 0,7$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] |
| 30 | 200 | 25 | 200 | 25 | 200 | 32 |
| | | | | | 300 | 27 |
| 60 | 200 | 25 | 200 | 36 | 250 | 46 |
| | | | 300 | 31 | 350 | 40 |
| 90 | 200 | 31 | 300 | 45 | 350 | 53 |
| | 300 | 25 | 400 | 38 | 450* | 40* |
| 120 | 250 | 40 | 350* | 45* | 350* | 57* |
| | 350 | 35 | 450* | 40* | 450* | 51* |
| 180 | 350* | 45* | 350* | 63* | 450* | 70* |
| 240 | 350* | 61* | 450* | 75* | | |

* Se debe disponer un mínimo de ocho barras longitudinales de refuerzo, *n=8.*

a niveles de carga de $\mu_{fi}$ iguales a 0,5 y 0,7. En relación con los valores de la tabla 4 se han utilizado los valores menores de $b_{min.}$, con sus correspondientes $a_{min}$.

La figura 4 muestra que las tablas de la EHE-08 [7] dan valores muy similares a las de la ENV 1992-1-2:1996 [6] y que los criterios del Método A de la EN 1992-1-2:2004 [8] conducen a diseños más conservadores.

### *4.2. Método B*

El Método B propone el uso de nueve tablas que se han obtenido a partir de un estudio teórico que ha utilizado el método de la columna modelo y las propiedades de los materiales para las temperaturas correspondientes al tiempo de fuego estudiado. Las tablas indican los valores de dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos, $a_{min}$ y $b_{min}$.

Para generar estas tablas se consideraron los siguientes parámetros: la esbeltez mecánica del soporte $\lambda$, el recubrimiento mecánico de la armadura a, la dimensión mínima de la sección transversal del soporte b, la cuantía mecánica $\omega$, la excentricidad reducida e/b y un axil reducido n, que se determina mediante la Ecuación 11.

$$n = \frac{N_{Ed,fi}}{0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})} \qquad (11)$$

De acuerdo con lo indicado en el anejo B.3.2 de [8], el procedimiento utilizado para producir las nueve tablas del Método B es el siguiente: se definen unas condiciones básicas para el soporte a estudiar: $\lambda$, $\omega$, n, e/b y un tiempo de exposición R; se adopta la curva de fuego ISO-834 [2]; se realiza el siguiente proceso, para distintos valores de b y a:

- Se determina la distribución de temperaturas en la sección del soporte, para el tiempo R adoptado.
- Se determina la temperatura de las armaduras.
- Se determina la temperatura en el hormigón indicando las isotermas.
- Se consideran los diagramas de tensión-deformación definidos en [8], para la armadura y el hormigón a distintas temperaturas, y se determina el diagrama momento-curvatura de la sección.

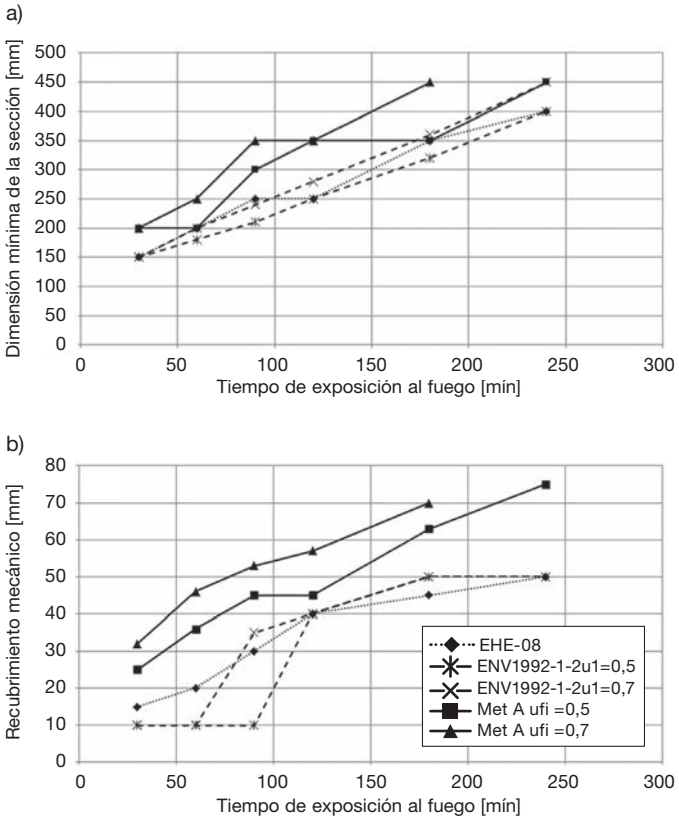



Figura 4. Comparación entre los valores de a) Dimensiones de sección mínimas y b) Recubrimientos mecánicos mínimos según [6], [7] y el Método A de [8].

- Aplicando el método de la columna modelo se determina la capacidad resistente.
- Se escogen los mínimos valores de b y a que garanticen un tiempo de exposición R.

La tabla 5 muestra los rangos de valores de las variables consideradas en la elaboración de las nueve tablas del Método B [8].

En la tabla 6 se muestra el resultado de aplicación del Método B para el caso de soportes con esbelteces inferiores a 30, con e/b inferior a 0,25 y con un valor de e menor a los 100 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 5
Rangos de valores tomados en cuenta en el Método B de [8]

| Mét. B EN-1992-1-2 [5] |
|---|
| $30 \le \lambda \le 80$ |
| 25 mm ≤ a ≤ 80 mm |
| 150 mm ≤ b ≤ 600 mm |
| 0,025 ≤ e/h o e/b ≤ 0,5 |
| 0,15 ≤ n ≤ 0,7 |
| $0,1 \le \omega \le 1,0$ |

Al igual que en la EHE-08 [7], el Método B de [8] define que en el caso de resistencias al fuego mayores a los 90 minutos y cuando la armadura del soporte sea superior al 2%, dicha armadura debe distribuirse en todas las caras.

La figura 5 muestra una comparación entre los valores de $a_{min}$ y $b_{min}$ correspondientes a la tabla 1, de la ENV 1992-1-2:1996 [6], la 2, de la EHE-08 [7], y la 6, de la EN 1992-1-2:2004 [8]. Se representan axiles reducidos $n$ igual a 0,3 y 0,7 y una cuantía mecánica $\omega$ igual a 0,5.

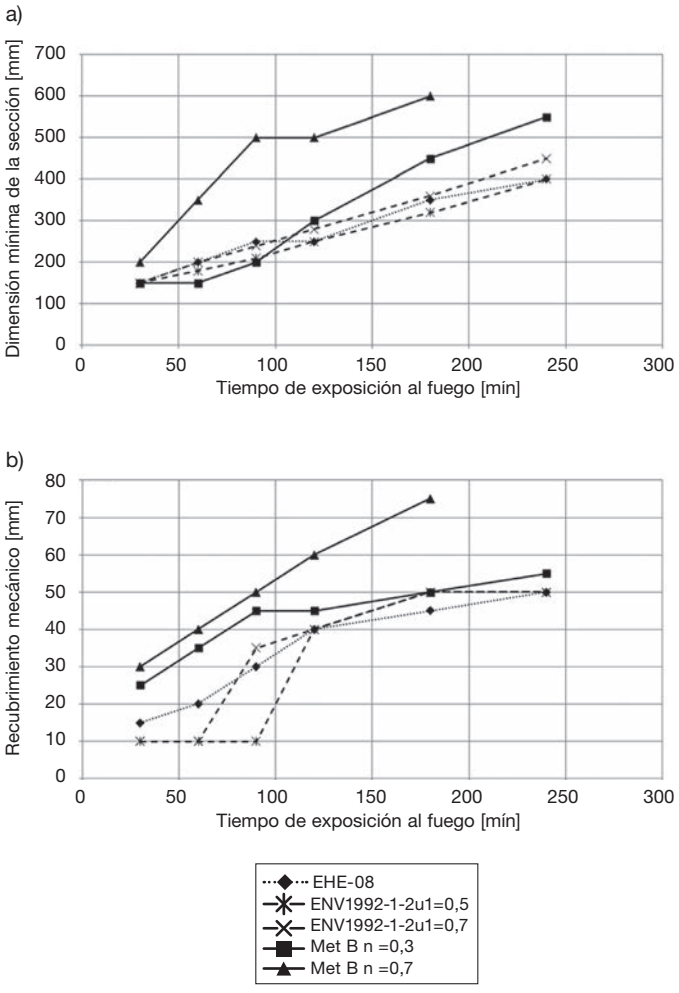



Figura 5. Comparación entre los valores de a) Dimensiones de sección mínimas y b) Recubrimientos mecánicos mínimos según [6,7] y el Método B de [8].

## 5. Comparaciones entre distintos métodos

### *5.1. Método A y método B de la EN-1992-1-2 [8]*

En la figura 6 se muestra una comparación entre los Métodos A y B de la EN 1992-1-2 [8]. Las comparaciones se realizaron tomando los valores de la tabla 6, correspondiente al Método B de la EN 1992-1-2 [8], y aplicando las ecuaciones 3 a 8, que corresponden al Método A [8]. Para ello ha habido que homogeneizar los parámetros en la tabla 6 con los parámetros de las ecuaciones 3 a 8.

Los resultados muestran que, en general, el Método B da resultados más conservadores que el Método A.

Los casos marcados con (rec) corresponden a los valores de la tabla 6 que corresponden a sección con mayor recubrimiento.

### *5.2. Método A y EHE-08*

En la figura 7, se muestra una comparación entre el Método A de la EN-1992-1-2 [8] y la tabla 2 de la EHE-08 [7]. Las comparaciones se realizaron tomando los valores de la tabla 2, correspondiente a la EHE-08 [7], y aplicando las ecuaciones 3 a 8, que corresponden al Método A [8]. Para ello ha habido que homogeneizar los parámetros en la tabla 2 con los parámetros de las ecuaciones 3 a 8.

En este caso se supone que los pilares de ambas tablas son cuadrados. Además se tiene en cuenta la distribución de armadura tal como se ha hecho en el apartado anterior. Finalmente, se asume que los resultados de la tabla 2, que no dependen del axil, son válidos para los tres niveles de carga previstos en la tabla 4.

En la figura 7 se puede ver que para niveles de carga medianos y altos, el Método A da resultados más conservadores que la tabla 2 de [7]. Además, para tiempos de exposición superiores a 120 minutos, el Método A da siempre valores más conservadores. En general se puede decir que el Método A, que tiene en cuenta los efectos de segundo orden a nivel de elemento estructural, es más exigente para situaciones de fuego.

## 6. Ejemplos

Se plantea la utilización de la EN 1992-1-2 [8], según los Métodos A y B y la EHE-08 [7] en el proyecto de un edificio constituido por una planta baja, tres plantas tipo y planta cubierta. La distancia entre ejes de pilares es de 5,50 m; la luz de los forjados también es de 5,50 m. La altura entre forjados es de 3 m. La estructura está resuelta con cuatro pórticos de cinco vanos cada uno. Horizontalmente se prevé el uso de la caja de ascensor y escaleras como pantallas de arrostramiento. El edificio tendrá un uso administrativo. La figura 8 muestra una planta tipo y el alzado de uno de los pórticos del edificio.

Las plantas están resueltas con forjados unidireccionales de 0,27 m de espesor. En todas las plantas se utilizan vigas planas de $0,50 \times 0,27$ m de sección transversal. En toda la estructura se emplea hormigón HA-25 y acero pasivo B-500. Se asume una clase de exposición XC1 según la EN 1992-1-2 [16].

Se asume que los pórticos son intraslacionales, porque las pantallas del núcleo de circulación vertical lo garantizan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 6
Dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos para soportes de H.A. según el Método B de [8]

| R [min] | $\omega$ | $n = 0{,}15$ | | | | $n = 0{,}3$ | | | | $n = 0{,}5$ | | | | $n = 0{,}7$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] | $b_{min}$ [mm] | $a_{min}$ [mm] |
| 30 | 0,1 | 150 | 25* | | | 150 | 25* | | | 200 | 30 | 250 | 25* | 300 | 30 | 350 | 25* |
| | 0,5 | 150 | 25* | | | 150 | 25* | | | 150 | 25* | | | 200 | 30 | 250 | 25* |
| | 1 | 150 | 25* | | | 150 | 25* | | | 150 | 25* | | | 200 | 30 | 300 | 25* |
| 60 | 0,1 | 150 | 30 | 200 | 25* | 200 | 40 | 300 | 25* | 300 | 40 | 500 | 25* | 500 | 25* | | |
| | 0,5 | 150 | 25* | | | 150 | 35 | 200 | 25* | 250 | 35 | 350 | 25* | 350 | 40 | 550 | 25* |
| | 1 | 150 | 25* | | | 150 | 30 | 200 | 25* | 200 | 40 | 400 | 25* | 300 | 50 | 600 | 30 |
| 90 | 0,1 | 200 | 40 | 250 | 25* | 300 | 40 | 400 | 25* | 500 | 50 | 550 | 25* | 550 | 40 | 600 | 25 |
| | 0,5 | 150 | 35 | 200 | 25* | 200 | 45 | 300 | 25* | 300 | 45 | 550 | 25* | 500 | 50 | 600 | 40 |
| | 1 | 200 | 25* | | | 200 | 40 | 300 | 25* | 250 | 40 | 550 | 25* | 500 | 50 | 600 | 45 |
| 120 | 0,1 | 250 | 50 | 350 | 25* | 400 | 50 | 550 | 25* | 550 | 25* | | | 550 | 60 | 600 | 45 |
| | 0,5 | 200 | 45 | 300 | 25* | 300 | 45 | 550 | 25* | 450 | 50 | 600 | 25* | 500 | 60 | 600 | 50 |
| | 1 | 200 | 40 | 250 | 25* | 250 | 50 | 400 | 25* | 450 | 45 | 600 | 30 | 600 | 60 | | |
| 180 | 0,1 | 400 | 50 | 500 | 25* | 500 | 60 | 550 | 25* | 550 | 60 | 600 | 30 | (1) | | | |
| | 0,5 | 300 | 45 | 450 | 25* | 450 | 50 | 600 | 25* | 500 | 60 | 600 | 50 | 600 | 75 | | |
| | 1 | 300 | 40 | 400 | 25* | 450 | 50 | 550 | 25* | 500 | 60 | 600 | 45 | (1) | | | |
| 240 | 0,1 | 500 | 60 | 550 | 25* | 550 | 40 | 600 | 25* | 600 | 75 | | | (1) | | | |
| | 0,5 | 450 | 45 | 500 | 25* | 550 | 55 | 600 | 25* | 600 | 70 | | | (1) | | | |
| | 1 | 400 | 45 | 500 | 25* | 500 | 40 | 600 | 30 | 600 | 60 | | | (1) | | | |

(1) Se necesita una sección superior a los 600 mm y se debe realizar un analisis preciso de inestabilidad.
*Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

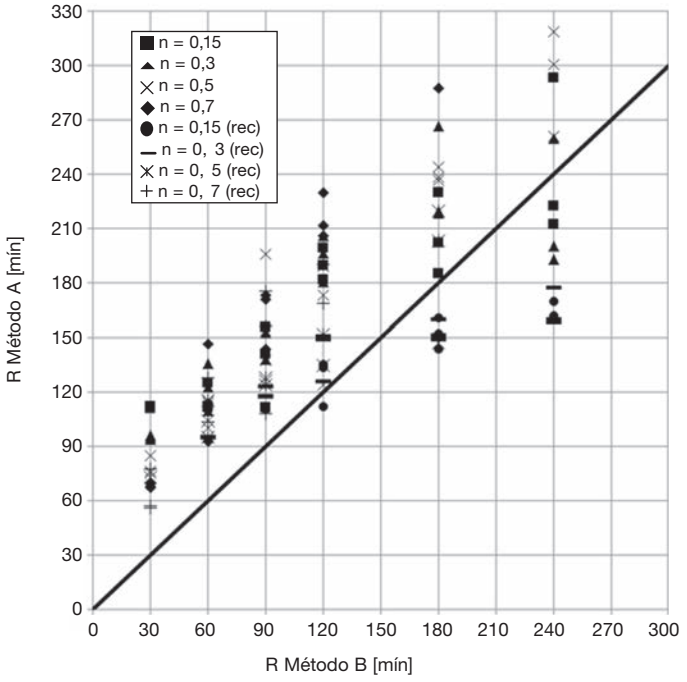



Figura 6. Comparación entre los valores de tiempo de exposición R obtenidos mediante los Métodos A y B [8].

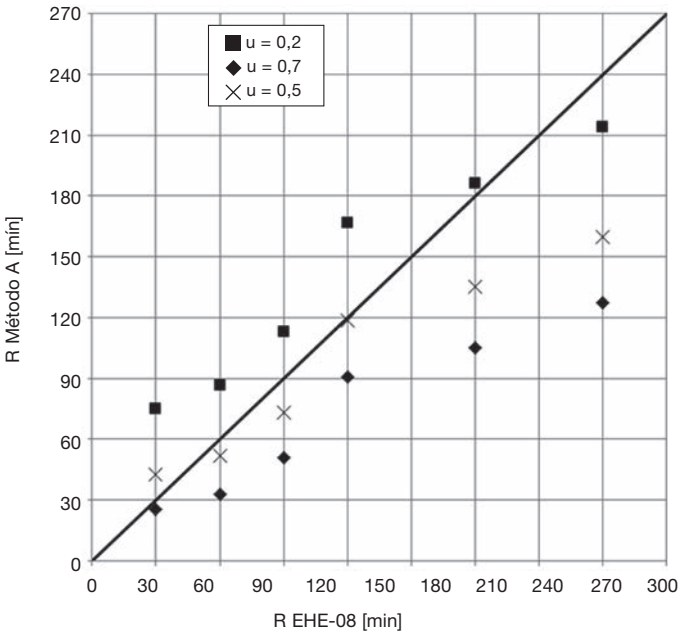



Figura 7. Comparación entre los valores obtenidos por el Metodo A [8] y la tabla 2 [7].

Para el predimensionamiento de los pilares se ha seguido el siguiente criterio: Se supone que el hormigón resiste las cargas axiles y la armadura es la que resiste los momentos flectores. En la tabla 7 se muestran las dimensiones adoptadas para los pilares interiores y de esquina.

### *6.1. Cargas consideradas*

Como acciones se adoptan las de la EN-1991-1-1 [17], similares a las definidas en el CTE-06 [18]; ver tabla 8.

### *6.2. Esfuerzos en los pilares*

En la figura 9 se muestran los esfuerzos en ELU a temperatura ambiente de los pilares interiores y exteriores correspondientes al pórtico 2. Para la obtención de estos esfuerzos se ha considerado alternancia de sobrecargas. Las combinaciones realizadas y los coeficientes de mayoración y de combinación utilizados son los definidos en la EN 1991-1-1 [17].

En la figura 10 se muestran los esfuerzos en ELU con fuego de los pilares interiores y exteriores correspondientes al pór-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



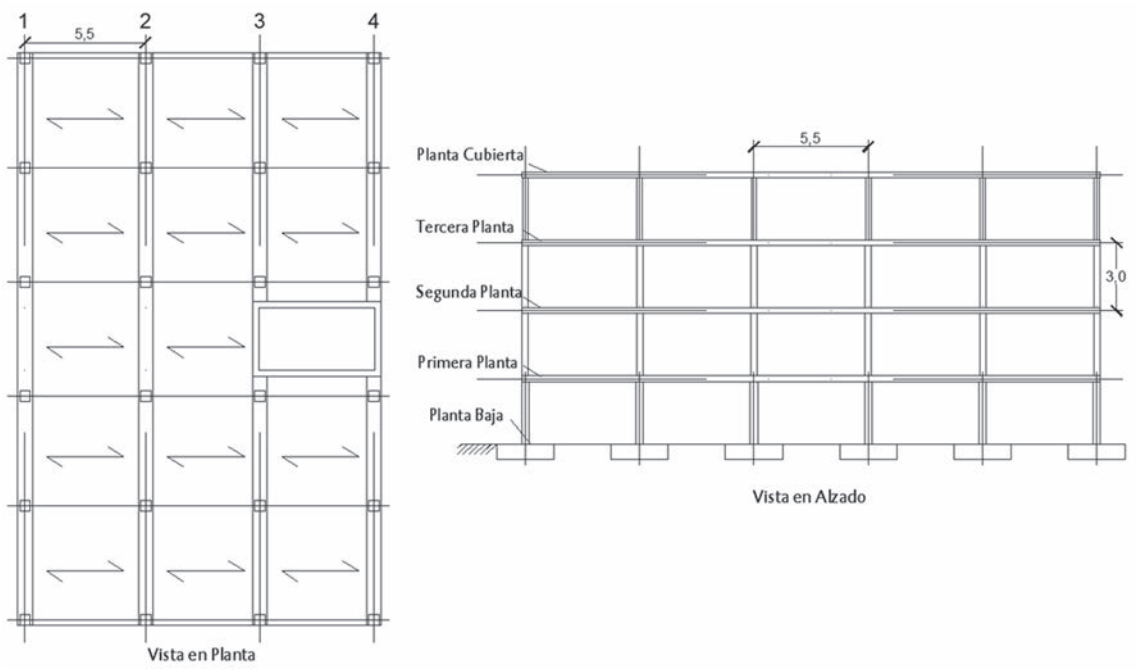



Figura 8. Planta tipo y alzado de uno de los pórticos del edificio.

Tabla 7
Dimensiones adoptadas en pilares interiores y de esquina

| Ubicación | Dimensión [cm] Pilar Interno | Dimensión [cm] Pilar de Esquina |
|---|---|---|
| 3ª Planta - Cubierta | 25 × 25 | 25 × 25 |
| 2ª Planta - 3ª Planta | 30 × 30 | 30 × 30 |
| 1ª Planta - 2ª Planta | 30 × 30 | 30 × 30 |
| Planta Baja - 1ª Planta | 35 × 35 | 35 × 35 |

Tabla 8
Valores Característicos de Acciones Consideradas

| | Peso propio [kN/m$^2$] | Carga permamente [kN/m$^2$] | Sobrecarga [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|
| Planta Cubierta | 4,25 | 2 | 1,5 |
| Planta Tipo | 4,25 | 1,2 | 3 |

tico 2. Para la obtención de estos esfuerzos se ha considerado alternancia de sobrecargas. Las combinaciones realizadas y los coeficientes de mayoración y de combinación utilizados son los definidos en la EN 1991-1-1 [17].

### *6.3. Comprobaciones para situaciones con fuego*

De acuerdo con el CTE-08 [18], para un edificio de uso administrativo como el estudiado, se debe resistir una exposición de fuego de 60 minutos. No se evalúa la resistencia al fuego de los pilares ubicados entre la tercera planta y la planta cubierta porque están sometidos a excentricidades de primer orden superiores a los límites establecidos en los Métodos A y B de la EN 1992-1-2 [8].

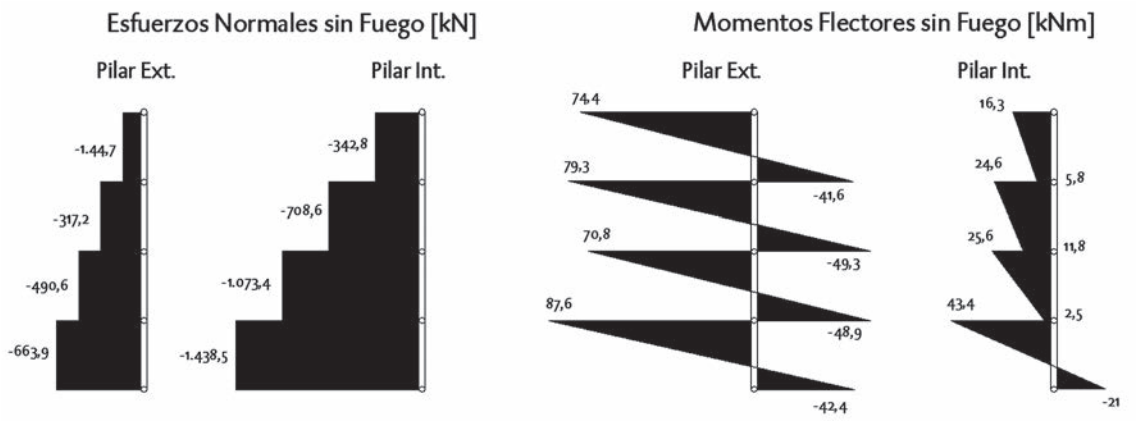



Figura 9. Esfuerzos de diseño en ELU a temperatura ambiente para los pilares interiores y exteriores del pórtico 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



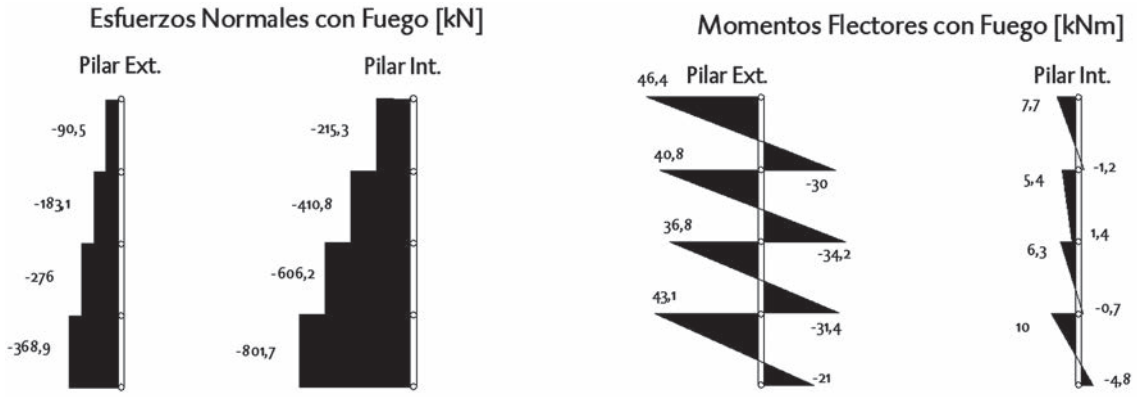



Figura 10. Esfuerzos de diseño en ELU con fuego para los pilares interiores y exteriores del pórtico 2.

### *6.4. EHE-08*

De acuerdo con el criterio de la EHE-08 [7] es necesario comprobar, de acuerdo con la tabla 2, que las dimensiones mínimas sean mayores que 200 mm y el recubrimiento mecánico mínimo sea mayor que 20.

Como la dimensión mínima establecida para pilares, en la propia EHE-08, es de 250 mm, la limitación de dimensión mínima de 200 mm por la condición de fuego no es condicionante.

Las condiciones de durabilidad establecen valores mínimos para el recubrimiento que conducen a recubrimientos mecánicos mayores que los exigidos por la condición de fuego, por lo que tampoco esta dimensión es condicionante.

Utilizando el procedimiento de la EHE-08 [7] se predimensionan los pilares y luego, antes de dimensionar, se comprueban las dimensiones mínimas y se fija el recubrimiento teniendo en cuenta las condiciones de fuego junto con otras condiciones como la durabilidad. Es un procedimiento directo que no requiere iteraciones.

### *6.5. Método A EN 1992-1-2*

Como para utilizar la Ecuación 3 o la tabla 4, que define el Método A, es necesario conocer la armadura, entonces, es necesario dimensionar la sección para las condiciones en ELU a temperatura ambiente. Para realizar este dimensionamiento se utilizan las dimensiones establecidas en el apartado 6 y un recubrimiento mecánico de 40 mm. Este recubrimiento resulta de considerar un recubrimiento de 25 mm, un cerco de 6 mm y la mitad del diámetro de la barra de armadura longitudinal. En la tabla 9 se muestran las armaduras correspondientes a cada tramo de los pilares estudiados del pórtico 2.

Con esta información se calcula, con la Ecuación 3, el recubrimiento mecánico mínimo, y se pueden obtener los recubrimientos mecánicos mínimos que da la tabla 4. Si se aplica la Ecuación 3 se obtienen resultados más ajustados. Para la determinación de estos valores se han considerado los siguientes parámetros:

Tabla 9
Armaduras de refuerzo considerando un recubrimiento de 40 mm

| Ubicación | Armadura Pilar Interior | Armadura Pilar Exterior |
|---|---|---|
| 2ª Planta - 3ª Planta | 4 $\phi$16 | 4 $\phi$16 |
| 1ª Planta - 2ª Planta | 4 $\phi$16 | 4 $\phi$16 |
| Planta Baja - 1ª Planta | 4 $\phi$16 | 4 $\phi$16 |

Tabla 10
Recubrimientos necesarios para resistir las condiciones de fuego. Método A

| Ubicación | Recubrimiento Pilar Interior | Recubrimiento Pilar Exterior |
|---|---|---|
| 2ª Planta - 3ª Planta | 25 mm* | 25 mm* |
| 1ª Planta - 2ª Planta | 25 mm* | 25 mm* |
| Planta Baja - 1ª Planta | 25 mm* | 25 mm* |

*Valor de recubrimiento mínimo según la EN 1992-1-2 [8].

- Tiempo de exposición: 60 minutos
- $l_{ef}$ = 3 m; como se trata, como se ha dicho, de pilares intraslacionales, se ha adoptado como longitud equivalente de pandeo la altura entre plantas, que es un valor del lado de la seguridad
- $b_{ef}$; para la determinación de este valor se adoptan las dimensiones mostradas en la tabla 7

En la tabla 10 se muestra los recubrimientos que se obtienen aplicando la Ecuación 3.

En este ejemplo, se observa que los recubrimientos obtenidos con el Método A son siempre inferiores a la dimensión mínima establecida en la EN 1992-1-2 [8].

Simplificadamente, la EN 1992-1-2 [8] permite utilizar la tabla 4 considerando en lugar de $\mu_{fi}$, el parámetro $\eta_{\text{fi}}$, que no requiere el dimensionamiento de la sección. El valor de $\eta_{\text{fi}}$ se determina mediante la Ecuación 12.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_g G_k + \gamma_Q Q_{k,1}} \qquad (12)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 11
Recubrimientos necesarios para resistir la influencia del fuego. Método A simplificado

| Ubicación | Recubrimiento Pilar Interior | Recubrimiento Pilar Exterior |
|---|---|---|
| 2ª Planta - 3ª Planta | 33 mm | 33 mm |
| 1ª Planta - 2ª Planta | 33 mm | 33 mm |
| Planta Baja - 1ª Planta | 33 mm | 33 mm |

*Valor de recubrimiento mínimo según la EN 1992-1-2 [8].

Tabla 12
Recubrimientos necesarios para resistir la influencia del fuego. Método B

| Ubicación | Recubrimiento Pilar Interior | Recubrimiento Pilar Exterior |
|---|---|---|
| 2ª Planta - 3ª Planta | 25 mm* | 25 mm* |
| 1ª Planta - 2ª Planta | 36 mm | 25 mm* |
| Planta Baja - 1ª Planta | 36 mm | 25 mm* |

*Valor de recubrimiento mínimo según la EN 1992-1-2 [8].

Donde

$G_k$ es el valor característico de las acciones permanentes
$Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante
$\gamma_g$ es el coeficiente de seguridad para acciones permanentes
$\gamma_q$ es el coeficiente de seguridad para acciones variables
$\psi_{fi}$ es el coeficiente de combinación para acciones variables frecuentes o cuasipermanentes según la EN 1991-1-2 [5]

La tabla 11 muestra los recubrimientos que se obtienen usando la tabla 4 y el valor de $\eta_{\text{fi}}$ en lugar de $\mu_{fi}$.

Los recubrimientos obtenidos con el Método A simplificado son superiores a los recubrimientos obtenidos con la aplicación estricta del Método A de la EN 1992-1-2 [8].

### *6.6. Método B EN 1992-1-2*

Al igual que en el apartado 6.3.2, antes de usar las tablas del Método B es necesario conocer la armadura del soporte. Nuevamente, se consideran las dimensiones en la tabla 7 y la armadura de la tabla 9.

Según la referencia [12], el uso de las nueve tablas del Método B puede conllevar a más de 128 interpolaciones. En el presente trabajo se utilizan los valores de la tabla 6.

La tabla 12 muestra los recubrimientos que se obtienen con los datos de la tabla 6.

## 7. Conclusiones

Del presente trabajo se pueden deducir las siguientes conclusiones:

- Todos los métodos de comprobación de las condiciones resistentes de soportes en condiciones de fuego se han determinado para un fuego normativo establecido en la ISO-834 [2].
- Los requisitos del anejo 6 de la EHE-08 [7] son muy similares a los requisitos de la antigua versión del Eurocódigo 2 [6].
- Los Métodos A y B que propone la vigente versión del Eurocódigo 2 [8] son más desfavorables que los propuestos por la ENV 1992-1-2:1996 [6] y EHE-08 [7].
- El Método A es un método desarrollado a partir de resultados experimentales. El Método B es un método desarrollado a partir de un estudio paramétrico teórico, que utiliza el método de la columna modelo para estudiar los efectos de segundo orden.
- Los rangos de valores de los parámetros estudiados en las tablas correspondientes al Método A están relacionados con los rangos de valores de la base de datos de ensayos experimentales usada para elaborar dicho método. Se debe determinar si estos rangos de valores son realmente representativos de los soportes de edificación.

## Agradecimientos

Este trabajo se enmarca dentro del Proyecto de Investigación *"Estudio Frente al Fuego de Estructuras de Hormigón"* financiado por el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

## Bibliografía

[1] ASTM E119. Standard Tests Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. American Society for Testing and Materials, 1988.
[2] ISO-834. Fire Resistance Tests-Elements of Building Construction. International Standard, 1999.
[3] Buchanan AH. Structural design for fire safety. West Sussex: John Wiley and Sons; 2001. 96 p.
[4] ACHE. Monografía: Proyecto de Edificios Altos. Madrid: ACHE; 2013. 165 p.
[5] EN-1991-1-2. Eurocode 1. Actions on structures exposed to fire. Bruselas: CEN; 2002. 30 p.
[6] UNE-ENV-1992-1-2. Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Reglas generales proyecto de estructuras al fuego. Madrid: AENOR; 1996. 29 p.
[7] EHE. Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid: Ministerio de Fomento; 2008. 493 p.
[8] EN-1992-1-2. Eurocode 2. General rules-Structural fire design. Bruselas: CEN; 2004. 43-91 p.
[9] Kodur V, Raut N. Design equation for predicting fire resistance of reinforced concrete columns. Structural Concrete. 2009;10:73-86.
[10] Franssen JM. Design of concrete columns based on EC2 tabulated data - A critical review. Copenhagen: First International Workshop "Structures in Fire"; 2000. 323-340 p.
[11] Franssen J, Safir M. A thermal/structural program modelling structures under fire". Engineering Journal AISC. 2005;41:143-58.
[12] Background Documents to EN-1992-1-2. Eurocode 2. General rules-Structural fire design. Bruselas: CEN; 2003. 134-141 p.
[13] Dotreppe J, Franssen J, Brüls A, Vandevelde P, Minne R, Van Nieuwenburg D, et al. Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behaviour of reinforced concrete columns under fire conditions. Magazine of Concrete Research. 1997;49:117-27.
[14] Hass R. Zur Praxisgerechten Brandschutztechnischen Beurteilung von Stutzen aus Stahl und Beton. Braunschweig: Inst für Baustoffe, Massivbau und Bradschutz der Technischen Universität Braunschweig; 1986. A22-A28 p.
[15] Lie TT, Woolerton J. Fire resistance of reinforced concrete columns - Test results. Ottawa: Int. Report nº 569, National Research Council, Institute for Research in Construction, 1988. 14-15 p.
[16] EN-1992-1-1. Eurocode 2. Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruselas: CEN; 2004. 24 p.
[17] EN-1991-1-1. Eurocode 1. Actions on structures-Part 1-1: General actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Bruselas: CEN; 2002. 21 p.
[18] CTE. Código Técnico de la Edificación. Madrid: Ministerio de Vivienda; 2006. S16-2 p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):151-161

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

# Estudio comparativo de aplicación de la norma EN1991-1-4 para el cálculo de la acción del viento en estructuras singulares

## *Comparative remarks on the wind load provisions in EN1991-1-4 for special structures*

José María Terrés-Nícoli[a,b,*] y Christian Mans[b]

[a] *Profesor, Departamento de Mecánica de Estructuras, Universidad de Granada, Granada, España*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Oritia & Boreas, S.L., Granada, España*

Recibido el 25 de julio de 2013; aceptado el 30 de julio de 2014

**Resumen**

La globalización de la industria de la construcción española ha provocado la necesidad de una mejor comprensión de las diferencias entre las normas y estándares internacionales relativos a la acción del viento. Dado que la ingeniería del viento es una disciplina relativamente joven, la mayoría de las normas internacionales están en continua fase de revisión y mejora, lo que lleva en ocasiones a interpretaciones incorrectas y a los consecuentes errores de aplicación. Este artículo pone de relieve las principales áreas de divergencia de las normas internacionales con respecto al Eurocódigo 2005, así como las diferencias adoptadas por los países europeos en sus anejos nacionales.

*Palabras clave:* EN1991-1-4; ASCE/SEI 7-10; Acción de viento; Túnel de viento

**Abstract**

The internationalization of the Spanish construction industry has triggered increased interest on the various building codes including those with regard to wind loading. Wind engineering is a relatively young discipline. Consequently, international codes, commentaries and guides are constantly evolving. This together with specific significant differences between codes sometimes lead the structural engineer to misinterpretation and error. This article presents limited relevant areas in which other international codes differ from the Eurocode 2005. The expected content and capabilities of the national annexes are also explored.

*Keywords:* EN1991-1-4; ASCE/SEI 7-10; Wind loading; Wind tunnel

## 1. Introducción

La compleja interacción del viento en sistemas estructurales singulares determina la respuesta estática y dinámica igualmente compleja que ha resultado en una diversa gama de metodologías para la determinación de la carga de viento de diseño. Esto se manifiesta en la falta de armonización entre las normas internacionales en la definición de los parámetros básicos, tales como la velocidad de viento básica o los datos aerodinámicos y estructurales. Las variaciones entre las metodologías adoptadas por la comunidad internacional de la ingeniería del viento provocan en ocasiones confusión y dificultades para la implementación de las normas extranjeras en proyectos internacionales. Un ejemplo típico es la aplicación de los coeficientes de presión para estructuras en las que la norma no ha sido diseñada, como helióstatos o paneles solares montados en cubiertas de edificios industriales. El desarrollo del Eurocódigo es también un importante primer paso en la unificación de la norma de la acción de viento en estructuras, de manera que es la referencia preferida en el desarrollo de futuras normas internacionales. Este artículo se fundamenta en numerosas experiencias en proyectos singulares alrededor del mundo. En él se discutirán los principios básicos de la derivación de la última edición de la norma europea EN1991-1-4:2005*: Acciones en estructuras – Parte 1-4: Acciones generales – Acciones del viento* [1], proporcionando un estudio comparativo de las normas estadounidense ASCE/SEI 7-10 [2], canadiense NBCC [3] y australiana AS1170.2 [4] en la predicción de la carga de viento de diseño en edificación. Estas últimas son normas pioneras en la materia y siguen siendo una referencia de aplicación.

*Autor para correspondencia.
*Correo electrónico:* terresnicoli@oritiayboreas.com (J.M. Terrés-Nícoli).

0439-5689 © 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



El objetivo principal del Eurocódigo en materia de ingeniería del viento es proporcionar uniformidad en el diseño de estructuras terrestres frente a la acción del mismo. Los países de la Unión Europea cuentan con la potestad de determinar directrices específicas dentro su Anejo Nacional (AN) a través de la incorporación de parámetros de determinación nacional (PDN), con la condición de que las recomendaciones del AN no contradigan el documento básico. La norma europea ofrece más de 50 cláusulas electivas a nivel nacional, incluyéndose la especificación de los parámetros básicos, tales como la exposición del sitio, categorías de terreno, parámetros de turbulencia, coeficientes de presión o coeficientes de direccionalidad entre otros. Se considera esta norma como una de las más avanzadas del mundo, basándose en gran medida en la estadounidense y la canadiense (ASCE y NBCC ambas de 1995), las cuales han experimentado cambios significativos en los últimos 10 años. Se espera que próximamente el Ministerio de Fomento emita el correspondiente anejo nacional a la norma conforme a lo establecido en las Directivas Europeas como, por ejemplo, la 2208/57/CE relativa al sistema ferroviario. Este anejo, AN/UNE-EN 1991-1-4, dará pues cumplimiento a la vocación de armonización técnica. No obstante, las distintas normas nacionales de reciente redacción disponibles para el diseño de estructuras que incorporan la consideración de la acción del viento (IAP-11 [5], IAPF [6] o CTE [7]), se redactaron ya adoptando íntegramente los modelos y criterios de los Eurocódigos relativos a la acción del viento reflejando los procedimientos presentados en el Eurocódigo. Las diferencias entre el EN1991-1-4 [1] y el CTE-2006 [7] serán discutidas y valoradas en este artículo.

En términos generales, los procedimientos adoptados en la evaluación de las cargas de viento y las respuestas inducidas por el viento siguen la oficialmente denominada cadena de la carga de viento de Alan G. Davenport en honor al pionero ingeniero canadiense. En ella se establece que la carga de viento es determinada por los efectos combinados del clima meteorológico del viento, la influencia de los efectos del terreno circundante, la aerodinámica de la estructura y su respuesta dinámica y, finalmente, los criterios de referencia para determinar la aceptabilidad de las cargas previstas (fig. 1). Una vista de la lista de referencias de las secciones de la norma europea dará una estimación de la cantidad de líneas de investigación abiertas en el campo de ingeniería de viento, incluyendo el análisis de estructuras a escala real y estudios a escala en el túnel de viento de capa límite.

Este artículo presentará los orígenes de los procedimientos adoptados en la edición actual del Eurocódigo en esta materia. A través de un conocimiento de los fundamentos de la ingeniería del viento, los ingenieros podrán aplicar correctamente los principios básicos en proyectos internacionales, comprender las limitaciones de las normas e identificar cuándo resultan necesarios los estudios experimentales de proyectos singulares en el túnel de viento de capa límite.

## 2. Normas referentes a la carga de viento

### *2.1. Orígenes*

Aquellos que han estudiado o trabajado en el campo de la ingeniería del viento tienen una visión adecuada de la turbulencia. Las ráfagas de viento, de carácter turbulento, influencian la determinación de las cargas de viento así como la respuesta estructural, y son el eje central de la metodología adoptada por todos los estándares de acciones de viento a nivel mundial.

Que la turbulencia del viento desempeña un papel fundamental en la respuesta de las estructuras es algo conocido por los investigadores desde principios del siglo xx. Sin embargo, no fue respaldado teóricamente hasta 1954, cuando Jensen [8] relacionó el perfil velocidad media del viento con la rugosidad de la superficie mediante una expresión simple adimensional basada en el número que lleva su nombre, que permitía simular correctamente la capa límite en un túnel de viento (Ecuación 1).

$$\left[\frac{h}{z_o}\right]_{\text{prototipo}} = \left[\frac{h}{z_o}\right]_{\text{modelo}} \quad (1)$$

Este parámetro adimensional establece un ratio entre la envergadura del objeto h (altura del edificio, de la pila del puente, etc.) y la altura de rugosidad $z_o$ que caracteriza la rugosidad de la superficie y la estructura del flujo en las capas inferiores. Antes de esto, las pruebas de túnel de viento todavía se llevaban a cabo bajo condiciones de flujo uniforme en túneles de viento aeronáuticos y las normas consideraban cargas puramente estáticas. Como apuntó Larose [9], la definición del número de Jensen se convirtió en la partida de nacimiento para el túnel de viento de capa límite así como de la ingeniería del viento.

El desarrollo de los estándares nacionales pasó por un período de cambios rápidos en la década de los 60, en gran parte debido a una serie de artículos publicados por Davenport [10-12] y a su papel en el diseño de las Torres Gemelas (Nueva York), en donde aplicó sus técnicas para el diseño de las mismas. Durante un período de menos de 10 años, casi todas las normas fueron reescritas para incluir la importancia de la turbulencia




Figura 1. Cadena de carga del viento de Davenport (denominada así en asamblea general por unanimidad, IWEC 2011 [13]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



y la respuesta estructural inducida por el viento siguiendo el modelo conceptual de Davenport (fig. 1). Este modelo divide la acción del viento sobre las estructuras en cinco componentes principales en las que se basan la mayoría de los estándares relativos a cargas de viento: Clima viento, efectos locales del terreno, respuesta aerodinámica, respuesta estructural y criterios de diseño. Recientemente, el modelo ha sido denominado por la Asociación Internacional de Ingeniería del Viento (IAWE) como 'Cadena de carga del viento de Alan G. Davenport' en honor de las contribuciones del mismo a la disciplina [13].

El estudio de la ingeniería del viento se ha expandido rápidamente desde los inicios de la década de 1960, y su desarrollo se proyecta, en lugar de en un cambio significativo en el enfoque, hacia la consolidación y mejora de las versiones originales de las normas y el fortalecimiento específico de cada uno de los eslabones de la cadena. El Eurocódigo y la mayoría de las normas internacionales de carga de viento se redactaron teniendo en cuenta estas consideraciones básicas.

Con cada nueva edición el nivel de confianza en los estándares de carga del viento es cada vez más alto, pero también lo es la complejidad de las recomendaciones en su intento de aumentar la exactitud de la norma. Mientras que el modelo básico de las normas continúa siguiendo la cadena de carga del viento, algunas metodologías y presentaciones de entre las principales normas se han ido distanciando en los últimos años, creando un aura de confusión para los ingenieros en el diseño de estructuras.

### *2.2. Convergencia del Eurocódigo con los estándares internacionales*

Como ocurre con los estándares más avanzados de cargas de viento, el Eurocódigo sigue la filosofía de la cadena de carga del viento. El documento EN1991-1-4 [1] contempla varios años de trabajo de muchos países de la comunidad europea e internacional en lo que a ingeniería del viento se refiere, y es el primer intento importante de elaboración de un estándar de acciones de viento universal. Incorpora los datos de las investigaciones más recientes proporcionados por reconocidos laboratorios de ingeniería del viento y es considerado como el que realiza la descripción más exacta de la carga del viento y la respuesta estructural, de manera que está siendo utilizado como referencia para el diseño de normas de países no europeos.

A modo de comparación entre otros países, la tabla 1 resume las principales características de la norma EN1991-1-4 [1] respecto a tres normas internacionales de acciones de viento: la ASCE 7-10 [2] estadounidense, la NBCC 2010 [3] canadiense y la AS/NZS 1170.2:2011 [4] australiana. Estos países proporcionan constantemente ediciones actualizadas de las normas de carga de viento reflejando el estado actual de la técnica y la evolución de la industria de la construcción. A pesar de que todos se basan en procedimientos cuasi-estacionarios similares, existen diferencias entre los códigos que pueden conducir a muy diversas predicciones de las cargas de viento para una estructura dada.

Tabla 1
Parámetros fundamentales entre las principales normas internacionales

| Norma | Período promedio | Respuesta inducida por viento | Perfil de viento |
|---|---|---|---|
| EN1991-1-4 [1] | 10 min. | 10 min. | Log (Variable s/AN) |
| ASCE 7-10 [2] | 3 seg. | 1 hora | Power |
| NBCC 1995 [3] | 1 hora | 1 hora | Power |
| AS 1170.2 [4] | 3 seg. | 10 min. | Log. Modificado |

#### *2.2.1. Velocidad de referencia del viento (período promedio)*

La definición del período promedio es un factor de confusión para la evaluación y comparación de los códigos internacionales de acciones de viento. La conversión entre la magnitud de la velocidad del viento en un período promedio alternativo se lleva a cabo utilizando la aceptada curva de Durst [2] cuya principal equivalencia es:

$$1{,}06V_{ref}(1hr) = V_{ref}(10\ \text{min}) = 0{,}84V_{ref}(1\ \text{min}) = 0{,}67V_{ref}(3s) \qquad (2)$$

La razón histórica para la selección de períodos promedios de cada país puede atribuirse por una parte al aparato de medición utilizado para registrar los datos meteorológicos de viento (por ejemplo, hasta la edición de 1995, las velocidades del viento de la ASCE [2] se presentaron como la milla más rápida) y por otra parte debido a las condiciones climáticas de viento de la región. Los eventos de vientos extremos en Europa y de manera similar en Canadá, se generan mayoritariamente mediante sistemas sinópticos, que son eventos meteorológicos estables que pueden ser expresados en términos de un período promedio general, tales como la velocidad media diezminutal de viento en la EN1991-1-4 [1] y la velocidad media horaria de viento en la NBCC [3]. En las regiones más tropicales, como Estados Unidos y Australia, los fuertes vientos también pueden desarrollarse como resultado de la actividad convectiva, como tormentas o sistemas frontales, que son eventos a corto plazo. En este caso, las velocidades del viento están mejor representados por un período promedio más corto, en torno a los tres segundos.

La presentación de una velocidad de ráfaga de viento parece más lógica en el diseño global de la estructura, ya que el perfil es función de la velocidad máxima del viento, y la presión del viento es por tanto función de la correlación de la carga del viento a través de la superficie de la estructura. Tanto la EN1991-1-4 [1] como la NBCC [3] convierten efectivamente la velocidad media del viento en una velocidad de ráfaga equivalente a través de los procedimientos adoptados por la norma antes de determinar las presiones de viento y las fuerzas.

Esta diferencia en la presentación del período promedio requiere que cada norma adopte diferentes procedimientos y dificulta la comparación entre las distintas partes de las normas internacionales. Sin embargo, si los procedimientos entre las normas internacionales son coherentes, la carga de diseño final de la estructura debería ser idéntica en todos, aunque como veremos más adelante en la práctica esto no es del todo cierto.

#### *2.2.2. Factor de exposición (Perfil de velocidad media)*

Fuera de la capa límite, el viento no se ve afectado por las tensiones de fricción de la superficie del suelo, y a este se le denomina viento de gradiente. Sin embargo, conforme disminuye

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



la distancia al suelo, el viento es retardado por la fricción de la superficie y parte de su energía cinética se disipa en forma de turbulencia. El viento de gradiente es relativamente constante, pero la velocidad del viento en la superficie del suelo puede variar significativamente en función de la rugosidad de la misma.

En condiciones de estabilidad neutra, se denomina capa límite interna a la zona donde el perfil de velocidad es influenciado fuertemente por la rugosidad de la superficie del suelo, mientras que en la capa exterior de la capa límite atmosférica las escalas de longitud están mejor aproximadas por el espesor total de la capa límite. Esto ha llevado al desarrollo de dos métodos de representación del perfil de la velocidad media del viento para el diseño, como se representa en la figura 2 para el terreno tipo

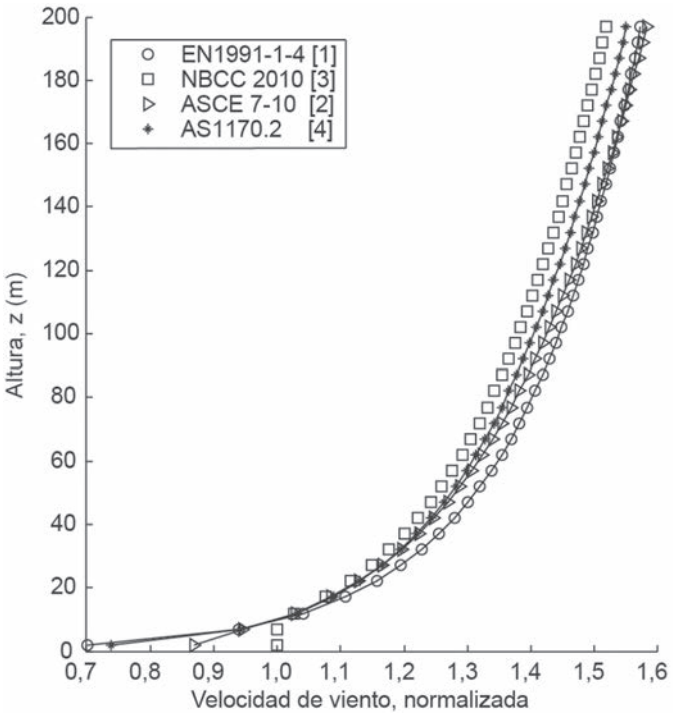



Figura 2. Perfiles de velocidad media de viento según las distintas normas.

campo abierto. El perfil logarítmico aproxima bien la capa límite atmosférica hasta una altura de 100 metros. El perfil potencial describe adecuadamente la velocidad media del viento desde la superficie del suelo hasta la altura de gradiente [10].

El documento EN1991-1-4 [1] recomienda un perfil de velocidad media de viento logarítmico, pero bien podría ser seleccionado un perfil alternativo para el anexo nacional, tal y como ocurre en los anejos nacionales británico y alemán, que definen un perfil potencial. La ASCE [2] y la NBCC [3] también recomiendan perfiles potenciales, mientras que la AS 1170.2 [4] ha adoptado un perfil logarítmico.

Para comparar los perfiles entre las normas, es importante tener en cuenta los tiempos promedios utilizados en el cálculo de la respuesta inducida por el viento, que son distintos del período promedio de la velocidad de referencia del viento. Los perfiles presentados en la figura 2 se desarrollan para velocidades medias horarias por las normas ASCE [2] y NBCC [3] y para velocidades medias diezminutales en la EN1991-1-4 [1] y la AS1170.2 [4].

### *2.2.3. Método cuasi-estacionario*

La energía del viento se puede describir utilizando el espectro de energía del viento en un punto aislado. Mediciones de viento a largo plazo a través de anemómetros muestran la distribución de la energía en un amplio rango de frecuencias. Los picos locales para 4 días y 1 día representan el movimiento de los sistemas de presión de gran escala y los efectos diurnos respectivamente. Además, debido a la turbulencia, se observa un pico de alta frecuencia en torno a 1 minuto. Entre estas dos zonas existe un espacio con apenas variación de energía que se denomina brecha espectral (fig. 3); esta permite el análisis separado e independiente de la componente macro-meteorológica del viento, asociada a las frecuencias más bajas, y la componente micro-meteorológica, asociada a las frecuencias más altas, lo que nos permite separar la turbulencia de la velocidad media del viento. Este aspecto es fundamental para el análisis de la respuesta dinámica de las estructuras dentro del Eurocódigo a través de la aproximación cuasi-estacionaria y el método del factor de carga de ráfaga.

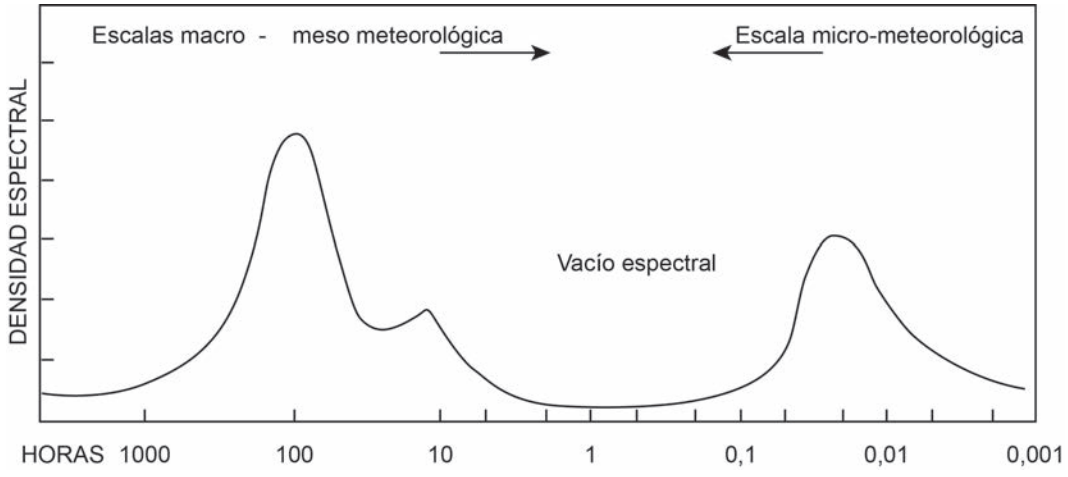



Figura 3. Espectro de viento de Davenport [14].

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



El método cuasi-estacionario asume que todas las fluctuaciones en la fuerza sobre la estructura se deben a las ráfagas de viento, por lo que no se tiene en cuenta la interacción flujo-estructura o la turbulencia adicional generada por el movimiento de la misma como, por ejemplo, el desprendimiento de vórtices. Este método combina una velocidad de ráfaga extrema con un coeficiente de carga media para definir la carga de diseño. Esta es una hipótesis aceptable para determinar la respuesta de fondo de una estructura de turbulencia por debajo de la frecuencia natural de la misma. La respuesta de resonancia debe ser tratada no obstante por separado.

Como alternativa, el método del factor de carga de ráfaga determina la ráfaga máxima de viento a partir de la velocidad media, obtenido a partir del valor de la raíz media cuadrática, y supone una mejora sobre el método cuasi-estacionario a través de la aplicación de un factor de efecto dinámico, que incluye tanto la ráfaga de viento como las presiones fluctuantes. El método tiene la ventaja de que el producto es un pico de carga, no una velocidad de ráfaga. Si se considera que la estructura no tiene ninguna respuesta dinámica, el factor de pico coincide con el factor de ráfaga.

### *2.2.4. Cargas en la dirección del viento (coeficiente de respuesta de ráfaga)*

En relación a la aerodinámica de edificios altos, la respuesta de vibración es también un factor clave en el diseño frente al viento. La respuesta del edificio consta de componentes en la dirección del viento, en la dirección transversal al viento y en direcciones torsionales. La respuesta en la dirección del viento se deriva de la teoría cuasi-estacionaria, que asume que todas las fluctuaciones de la fuerza provocadas por el viento se deben a las ráfagas de viento. La carga de viento en la dirección transversal se debe al desprendimiento de vórtices, que es la formación alterna de vórtices en las caras laterales del edificio. Las fuerzas generadas por el desprendimiento de vórtices dependen de la turbulencia del flujo, y pueden ser importantes en estructuras flexibles. La carga de torsión se genera por la aparición de distribuciones superficiales de presión no equilibradas alrededor de las paredes de la torre, debido principalmente a la forma del edificio o a los efectos de interferencia de obstáculos adyacentes. Si el elemento se estudia de manera aislada, la EN1991-1-4 ofrece métodos para estimar la respuesta de viento en las direcciones longitudinal y transversal de la torre. Para configuraciones de torre que presentan la posibilidad de acoplamiento entre los modos principales, o donde hay preocupación por una respuesta torsional significante, se aconseja un estudio en un túnel de viento de capa límite (fig. 4).

La determinación de la respuesta dinámica de estructuras flexibles fue desarrollada por primera vez en el BLWTL (Universidad de Western, Canadá) y se introdujo en el NBCC en la forma de un factor de carga de ráfaga. Desde entonces ha sido adoptado en la mayoría de los principales códigos y normas en todo el mundo para derivar la respuesta en la dirección longitudinal del viento. El método calcula el máximo desplazamiento de punta de acuerdo con el primer modo de vibración de la estructura y la carga estática equivalente de viento que es proporcional a la distribución media de la fuerza de este. La selección de una velocidad de referencia media diezminutal en la EN1991-1-4 [1] permite la conexión entre la velocidad del viento de ráfaga extrema y la coherencia con el método espectral [16]. Siguiendo la teoría cuasi-estacionaria, el espectro de la presión inducida por el viento se basa en la velocidad del viento sin perturbar a la misma altura. La función de admitancia aerodinámica considera la correlación de la turbulencia así como que las fluctuaciones de velocidad no se producen al mismo tiempo sobre toda la cara de barlovento del edificio, por lo que la carga de viento estática equivalente se puede usar entonces para determinar el desplazamiento máximo en cualquier otro

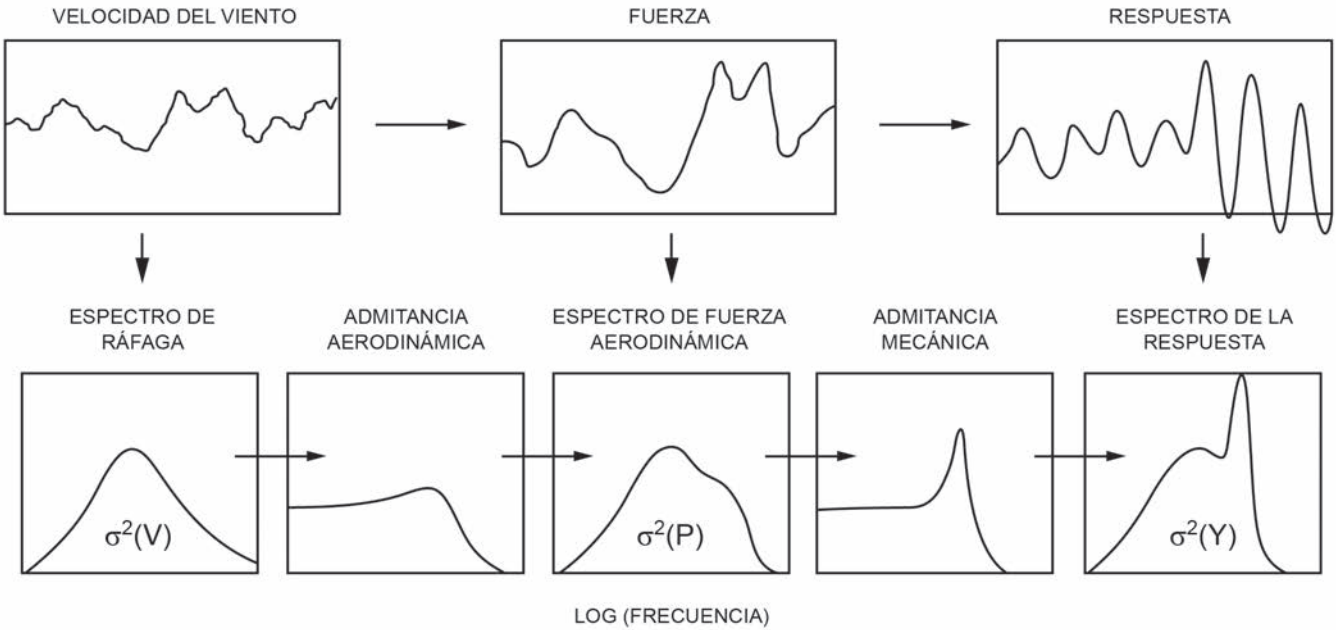



Figura 4. Proceso de obtención de la respuesta a partir de la serie temporal de velocidad (Davenport [15]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



nivel en la estructura. El objetivo del método es satisfacer el efecto de carga máxima considerada, mientras que se reproduzcan adecuadamente los efectos no considerados. En general, esto proporciona una carga resultante que es conservadora, sin embargo, ya que se basa en el desplazamiento de punta, y proporcionará una buena estimación de la respuesta de desplazamiento, pero no puede estimar con fiabilidad otros componentes de la respuesta [17]. Muchos estudios posteriores han seguido a los de Davenport, ajustando la metodología que se presenta ahora en el Eurocódigo y en la mayoría de las normas principales.

La carga de viento estática equivalente que define el Eurocódigo viene dada por:

$$F_w = c_s c_d \sum_{elementos} c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (3)$$

En donde:

- $c_s$ tiene en cuenta la no simultaneidad de ocurrencia de los picos de presión sobre la superficie
- $c_d$ tiene en cuenta el efecto de las vibraciones en la estructura debido a la turbulencia
- $c_f$ es el coeficiente de fuerza
- $q_p$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico
- $z_e$ es la altura de referencia a la que se aplica la presión q que permite incorporar en esta norma la significativa variable distribución de presiones medias y turbulentas con la altura. Estará íntimamente vinculado a la definición de los valores de q, el coeficiente de fuerza y el área de aplicación $A_{ref}$
- $A_{ref}$ es el área de referencia a la que se aplica la fuerza dada por $c_f$ e íntimamente vinculado a este

Al producto $c_s c_d$ se le denomina factor estructural y viene determinado por la siguiente expresión:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s)\sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad (4)$$

A partir de mediados del siglo pasado, siguiendo los estudios de Davenport [13] y Jensen [3] entre otros, se estandarizó la descomposición de la respuesta dinámica de pico frente a la acción del viento debido a la turbulencia atmosférica (buffeting o bataneo) en componentes de fondo y resonantes en referencia al espectro de respuesta y combinadas por tanto al cuadrado. Así, *B* es el factor de respuesta de fondo, que tiene en cuenta la falta de correlación sobre la superficie de la estructura y depende de las dimensiones de la sección del edificio y de la escala integral de la longitud de la turbulencia, $L(z_s)$, siendo $z_s$ la altura de referencia, que en el caso de Eurocódigo es 0,6h. Finalmente, el parámetro $I_v(z_s)$ representa la intensidad de turbulencia en la componente principal del flujo a esa misma altura de referencia. De acuerdo con el Anejo B de la norma:

$$B = \frac{1}{1 + 0{,}9\left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0{,}63}} \quad (5)$$

donde:

- $b$ y $h$ son el ancho (transversal a la dirección del viento) y alto de la estructura, respectivamente. Tiene en cuenta la no simultaneidad de ocurrencia de los picos de presión sobre la superficie
- $L(z_s)$ es la referida escala integral de la turbulencia que hace referencia a la envergadura promedio de las estructuras turbulentas en el flujo a la altura de referencia $z_s$
- $R$ es el factor de resonancia, que tiene en cuenta la interacción de la turbulencia en resonancia con el modo de vibración de la estructura considerado y depende del decremento logarítmico total del amortiguamiento $\delta$, de la función de densidad espectral de potencia adimensional $S_L$ y de las funciones de admitancia aerodinámica $R_h$ y $R_b$, según el Anejo B de la norma:

$$R = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (6)$$

donde:

- $n_{1,x}$ es la frecuencia natural de la estructura en la dirección x de interés según la dirección del viento
- $\eta_b$ y $\eta_h$ son formas adimensionales de $b$ y $h$ (ancho transversal a la dirección del viento y alto de la estructura, respectivamente). Pierden su dimensión mediante la escala integral de turbulencia $(L(z_s))$ e incorporan la frecuencia adimensionalizada modal de la estructura y un coeficiente de ajuste experimental

El espectro de potencia adimensional depende de cada norma. El Eurocódigo opta por la aproximación de Kaimal, pero existen otras aproximaciones como la de Davenport (NBCC [3]) o la de Karman (AS/NZ [4]). La expresión del espectro de Kaimal viene determinada según:

$$S_L(z,n) = \frac{6{,}8 f_L(z,n)}{\left(1 + 10{,}2 f_L(z,n)\right)^{\frac{5}{3}}} \quad (7)$$

aquí,

- $f_L(z,n)$ es la variable frecuencia adimensionalizada mediante la escala integral de la turbulencia y la velocidad media a la altura $z$

$k_p$ es el factor de pico, definido como la relación entre el valor máximo fluctuante de la respuesta a su desviación típica:

$$k_p = \sqrt{2\ln(\nu T)} + \frac{0{,}6}{\sqrt{2\ln(\nu T)}} \quad (8)$$

en donde $\nu$ es la frecuencia media de oscilación definida a partir de la frecuencia natural y el ratio cuadrático de la componente resonante *(R)* respecto de la total (R + B). *T* es el tiempo promedio para la velocidad media del viento, que en este caso del Eurocódigo es 600 s y para otros países viene determinado por la tabla 1.

Las normas que utilizan una velocidad de viento de tres segundos de ráfaga en lugar de una velocidad media del viento con el fin de aplicar la teoría cuasi-estacionaria, requieren que

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



se introduzca otro factor de conversión para volver a definir la velocidad del viento para un período promedio más largo. Desde 2002, la norma australiana AS1170.2 [4] se ha basado en una ráfaga de velocidad del viento de 3 segundos y un perfil de viento envolvente de pico de ráfaga, incorporando la correlación y los efectos dinámicos de resonancia a través de un factor de respuesta dinámica. En 1995, la ASCE 7-10 [2] estadounidense convirtió la velocidad de referencia de velocidad del viento de la milla más rápida a la velocidad del viento ráfaga de 3 segundos, incorporando un factor de efecto de ráfaga, que es similar al factor de respuesta dinámico utilizado en la norma australiana.

Las metodologías para estimar el pico de viento en la dirección transversal y la carga de torsión se proporcionan en el ASCE 7-10 [2], NBCC [3] y AS1170.2 [4] con un enfoque de carga parcial. Este aplica diferentes proporciones de las presiones en la dirección longitudinal en varios lugares de la torre y en diferentes combinaciones. La torsión se estima en el NBCC [2] y la EN1991-1-4 [1] mediante la aplicación de combinaciones de carga no uniformes.

Aunque existen diferencias en la evaluación de los parámetros de la respuesta del edificio, un estudio detallado por Kwon y Kareem [18] encontró que las cargas totales son razonablemente consistentes en la dirección del viento, mientras que se observó una mayor variación en la dirección transversal al viento. Se encontró además que una causa importante de la divergencia entre las normas era la definición del perfil de la velocidad del viento adoptada por cada norma (logarítmica o potencial), y la selección de la altura de referencia (0,6 H de la ASCE 7-10 [2] y de la EN1991-1-4 [1] y H para el NBCC [3] y la AS1170.2 [4]).

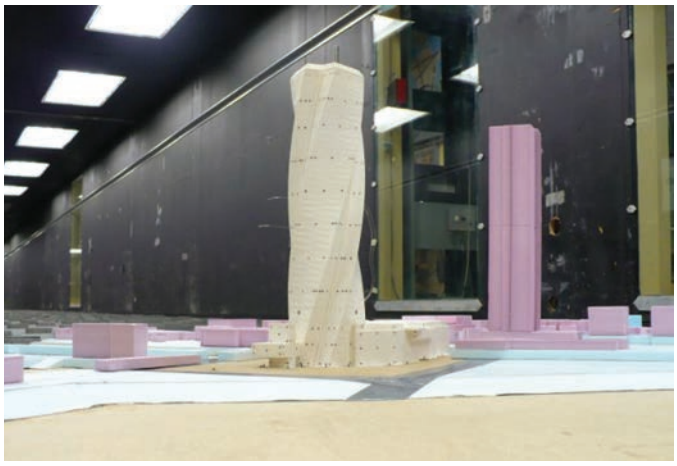


Figura 5. Modelo de presiones. Torre Nueva Marina, Casablanca (O&B 2012 [21]). AA Architects, MC-2, TYPSA.

Los edificios altos son tradicionalmente construidos con una estructura simétrica rectangular, triangular o circular, y se representan en la mayoría de las normas de carga de viento. Estos han sido proyectados últimamente con una serie de formas libres, como lo demuestran las cuatro torres de Madrid, donde cada una muestra un diseño específico. Aparte de la agradable expresión arquitectónica de estas estructuras, las secciones de forma libre ayudan en la aerodinámica de la estructura, lo que reduce considerablemente el riesgo de desprendimiento de vórtices y la respuesta transversal del viento de la torre, que a menudo es un aspecto crítico en el diseño de edificios altos. Las variaciones en la forma de la sección tienden a reducir la coherencia del variable desprendimiento de vórtices distribuido en la altura de la torre, que presenta los espectros de respuesta de viento cruzados de edificios altos de acuerdo a la forma de la sección [19]. Las normas actuales de carga de viento proporcionan estimaciones en la dirección transversal de secciones rectangulares simples o circulares. En la actualidad, la respuesta dinámica de las formas alternativas de sección requiere una prueba en un túnel de viento de capa límite, como lo demuestra un estudio de túnel de viento reciente de Oritia & Boreas (fig. 5).

### *2.2.5. Caso de estudio*

Se presenta a continuación un ejemplo de cálculo para el edificio estandarizado de acuerdo con cada uno de las cuatro normas nacionales que se están analizando. Se trata de una torre con unos determinados parámetros que ha sido sistemáticamente analizada en túneles de viento de capa límite para comparar y verificar distintas metodologías experimentales, numéricas y analíticas como es el caso que nos ocupa [20]. El edificio tiene 183 metros de alto, 46 metros de ancho y 30 metros de espesor, localizado en terreno urbano (tipo IV según el CTE [7]), con

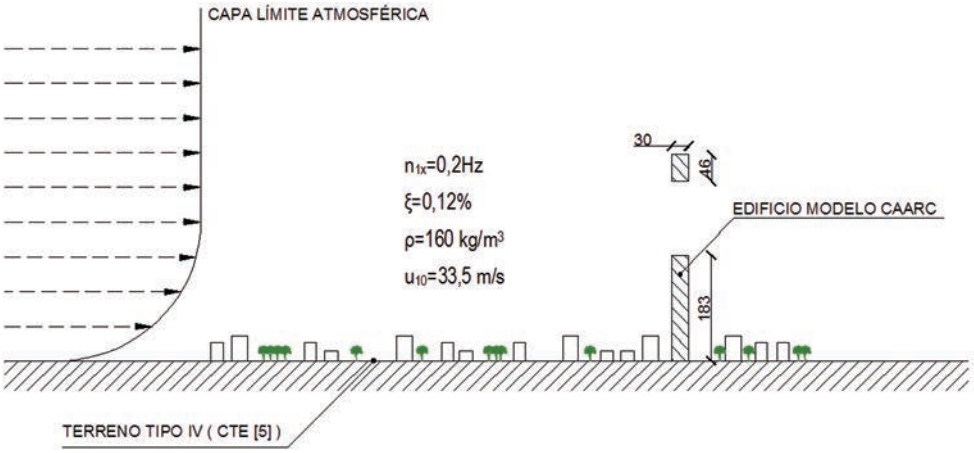



Figura 6. Modelo de edificio estandarizado utilizado para la comparativa en la tabla 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



Tabla 2
Comparativa de un edificio modelo para los distintos códigos internacionales de referencia

| Norma | Cortante (kN) | Momento flector (MN·m) | Cortante ($F_x/F_{EN}$) | Momento flector ($BM_x/BM_{EN}$) |
|---|---|---|---|---|
| EN1991-1-4:2005 [1] | 28600 | 2850 | 1,0 | 1,0 |
| AS1170.2:2011 [4] | 21500 | 2085 | 0,75 | 0,73 |
| ASCE 7-10: 2013 [2] | 18305 | 1795 | 0,64 | 0,63 |
| NBCC 2010 [3] | 19844 | 1994 | 0,69 | 0,70 |

una velocidad media diezminutal de diseño de 33,5 m/s (fig. 6). Se ha considerado una densidad media de 160 kg/m$^3$ y una frecuencia natural de 0,2 Hz. Las formas modales se han tomado lineales y el amortiguamiento un 0,012% del crítico. Tanto el momento como el cortante en la base son calculados para la respuesta en la dirección del viento para vientos normales a la superficie. Los resultados de las normas ASCE 7-10 [2], NBCC [3] y AS1170.2 [4] se fundamentan en el estudio de Holmes [22] para una geometría similar. La tabla 2 adjunta presenta lo valores en valor absoluto así como comparados con los obtenidos a partir del documento EN1991-1-4 [1] de acuerdo con el procedimiento que se describe en su Anejo B. Estos son referidos mediante el subíndice EN. El coeficiente de fuerza ($C_f$) se calcula conforme a lo especificado en el apartado 7.6 de la EN 1991-1-4 [1].

Los valores calculados para el cortante y el momento en la base, presentados en la tabla 2, son normalizados por las cargas equivalentes obtenidas según el documento EN1991-1-4 para una mejor apreciación de las diferencias. La tabla sugiere que la metodología adoptada es conservadora con respecto a las otras normas internacionales. Algunos resultados similares han sido observados por [16]. Las evidentes discrepancias pueden ser debidas a diferencias en los perfiles de velocidad media o intensidad de turbulencia adoptados por cada estándar. El coeficiente de fuerza adoptado es también mayor que en otras normas, lo que contribuye al sobredimensionamiento. Otros casos de estudio similares [16] muestran que los resultados proporcionados pueden ser reducidos haciendo una selección de perfiles comunes de velocidad e intensidad de turbulencia así como del coeficiente de fuerza $C_f$.

### *2.3. El Eurocódigo y los anejos nacionales*

Los anejos nacionales permiten que cada país adapte la norma a sus necesidades específicas. Suele hacerse una distinción entre los principios obligatorios, para los que no se contempla otra alternativa, y las normas de aplicación, en las que existe un margen para que cada país realice su propio desarrollo. Si bien esto ofrece la posibilidad a cada país de ajustar la norma nacional en función de su interés, puede causar confusión en la aplicación por parte de los ingenieros estructurales que trabajan en proyectos de la UE, ya que hay bastante margen previsto en el documento EN1991-1-4 [1] para que cada país elabore efectivamente su propia norma nacional. De hecho, la idea original de armonizar a una norma podría debilitarse, y el gran número de casos de elección nacional podría conducir a situaciones en las que la carga del viento en un edificio simple erigido en una exposición de campo abierto pudiera diferir bastante entre países de la UE.

El Reino Unido, entre otros, utiliza el anejo nacional para reproducir las recomendaciones de su norma nacional antes de la aplicación del Eurocódigo [23]. Por ejemplo, el documento EN1991-1-4 [1] considera que la capa límite está completamente desarrollada según las condiciones del terreno. En el caso del Reino Unido, al ser una isla, la capa límite atmosférica no se suele desarrollar completamente para pasar del mar abierto a campo abierto, ya que para ello se requiere una distancia de 300 kilómetros. Si bien puede ser razonable suponer que la mayoría de los edificios en Europa continental estarán dentro de una capa límite plenamente desarrollada, no se consideró apropiado para la norma británica, y el anexo nacional BS desarrolla un perfil de velocidad media del viento distinto.

#### *2.3.1. Anejo nacional español – CTE [7]*

En España las normas como la IAP-11 [5], la IAPF-07 [6] o el CTE-06 [7] ya adoptan íntegramente los modelos y criterios del Eurocódigo en lo relativo a la acción del viento de forma directa e integrada. El AN en tramitación se presentará para facilitar la armonización técnica generalizada en lo relativo a la acción del viento.

Italia, por ejemplo, en este período optó por la elaboración de un extenso documento como transición entre la antigua norma nacional y el Eurocódigo [24]. El documento es una guía del estado del arte para la evaluación de las acciones del viento y los efectos sobre las estructuras. Otros países como Reino Unido, adelantaron la emisión de su correspondiente AN, NA-BS-EN1991-1-4:2010 [23], en función de las revisiones de las correspondientes normas nacionales.

En España, los ingenieros se basan en el Código Técnico de la Edificación para el cálculo de edificios desde 2006 hasta la fecha. Este código está fundamentalmente dirigido a la construcción industrial de baja altura o vivienda residencial, estructuras normalmente consideradas rígidas en las que la respuesta dinámica frente a la acción del viento no es significativa. Para las estructuras que se espera que experimenten un comportamiento dinámico, el proyectista debe seguir los valores recomendados en el documento EN1991-1-4 [1]. Existen, no obstante, recomendaciones como la E-13 [25] o la Monografía 20/21 [26] que contribuyen a extender el marco de conocimiento para proyectos en altura.

El anejo facilitará la armonización y constituirá una referencia coexistiendo con las referidas normas de cada tecnología. Los parámetros nacionales (PDN) permitirán una mayor eficiencia en el diseño. Así, por ejemplo, en la edificación, la incorporación de un factor de direccionalidad $c_{dir}$ permitiría, en los casos en los que no se desarrollen estudios específicos de la acción del viento, una reducción en la velocidad del viento de cálculo para ciertas direcciones que podría conducir a ahorros significativos para la industria de la construcción sin asumir ningún riesgo adicional para la seguridad de la estructura.

Es preceptivo señalar la conveniencia que tendría un documento que a modo de comentario desarrollara y explicara el uso de este anejo extendiéndolo en lo relativo a tipos estructurales

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



específicos como puentes, edificios o componentes como elementos de fachada ligera, paneles y parasoles. Estos elementos locales son cada vez más habituales en las envolventes arquitectónicas por sus cualidades energéticas y formales y resultan especialmente sensibles a la acción del viento. De esta forma un diseño eficaz y seguro del anclaje de los mismos pasa necesariamente por el adecuado tratamiento de la acción del viento. La ingeniería del viento es una disciplina reciente que se desarrolla a mediados de siglo XX y como tal evoluciona rápidamente. Se hace especialmente necesario este amparo normativo y su extensión para adaptarse a las nuevas técnicas utilizadas en la industria de la construcción que permita aportar soluciones competitivas.

### *2.4. Estudios en el túnel de viento*

La aproximación del factor de carga de ráfaga utilizada en el EN1991-1-4 [1] puede ser aplicado de forma conservadora para la mayoría de los casos, pero el procedimiento tiene algunas limitaciones debido a la altura del edificio, las características dinámicas y aerodinámicas y las condiciones de exposición. Por lo general, se recomiendan los estudios de túnel de viento para estructuras que no se pueden estimar adecuadamente a partir de la normativa, ya sea debido a la forma de la estructura, la sensibilidad de la respuesta estructural a la carga de viento, o porque la velocidad del viento no se puede estimar debido a la compleja topografía o significativos edificios que rodean la estructura. No hay una regla general a seguir para decidir cuándo emplear una prueba de túnel de viento, pero todos los códigos recomiendan que la prueba del túnel de viento de capa límite se realice si un edificio cumple con alguna de las siguientes condiciones:

- La altura total supera los 200 metros.
- La construcción está inmersa en una superficie de exposición de tipo urbano.
- La construcción es susceptible a efectos que produzcan comportamientos en la dirección transversal, desprendimiento de vórtices, o inestabilidades debidas al galope o flameo.
- El sitio es propenso a efectos de canalización o bataneo en la estela de obstáculos aledaños.
- La forma del edificio es irregular.

Puesto que casi todas estas condiciones tienen un carácter cualitativo, es decisión del ingeniero el incluir un estudio de viento de la estructura atendiendo a una serie de requisitos que bien pueden ser los siguientes: la flexibilidad de la estructura, las formas modales del modelos tridimensional, la interferencia significativa de los edificios circundantes, la posibilidad de bataneo inducido por viento y climas complejos. Como contrapunto, la mayoría de los laboratorios que disponen de túnel de viento discrepan de la validez de los requisitos del Eurocódigo y el estado de la técnica de la ingeniería del viento ahí reflejado.

El Eurocódigo establece un requisito general en el apartado 1.5, que establece que los cálculos a partir de las pruebas o mediciones deben ser modelados adecuadamente; los detalles adicionales se dejan para el anexo nacional. Este requisito hace referencia a la adecuada modelización tanto del viento atmosférico y la estructura como de la interacción entre ambos en función de los estados límite en estudio. Es necesario pues que el ingeniero consulte manuales y notas técnicas existentes que estén disponibles para la revisión previa al encargo de un ensayo en túnel de viento. Estos requisitos han estado en vigor desde 1987 [27], por lo que cualquier prueba de túnel de viento que no se haya realizado con las siguientes condiciones no habrá satisfecho las normas internacionales o el estado del arte de la ingeniería del viento.

El objetivo fundamental es la correcta simulación de la capa límite atmosférica y el tratamiento de la turbulencia en el túnel de viento. Esto incluye el perfil básico de velocidad media del viento y de intensidad de la turbulencia, y también la componente espectral. Los estudios que no cumplan con estos requerimientos no deberían ser considerados para su uso. De estos, el más fundamental es que en la capa límite atmosférica natural se modele adecuadamente la variación de la velocidad media del viento con la altura. En segundo lugar, que la turbulencia también se modele correctamente, incluyendo la escala longitudinal de turbulencia, que ha de ser aproximadamente del mismo orden que la escala del modelo de la estructura. La simulación correcta de todos los obstáculos que rodean la estructura en prueba (topografía u otras estructuras) es otro factor a tener en cuenta que puede modificar las características del viento actuante. Estas recomendaciones establecen que el área proyectada del modelo y otras estructuras dentro de la prueba no deben exceder el 5% del área de sección transversal de prueba. Esto, junto a la limitación del flujo alrededor del modelo durante el estudio, es lo que asegura que no se produzca un bloqueo excesivo que lleva a la no semejanza entre los flujos modelo y prototipo. Igualmente existen limitaciones para la modelización de la capa límite atmosférica. Se ha comprobado la dificultad para la correcta modelización de la estructura de la turbulencia a escalas mayores de 1:300. El sistema de medición del túnel de viento debe tener características de respuesta suficiente para captar las condiciones máximas de carga de viento.

Así, en los casos en los que las dimensiones del modelo respecto al túnel queden por encima de la recomendación del 5% como en [28], la simulación numérica validada a partir de unos ensayos que contemplen la geometría, se presenta como una herramienta útil para la investigación de la acción del viento. Hoy en día, los proyectos de estructuras y edificios singulares raramente se abordan exclusivamente mediante simulación numérica debido a la compleja interacción dinámica tridimensional fluido-estructura que gobierna los efectos del viento en el edificio o puente en cuestión. La simulación numérica ofrece igualmente interesantes cualidades para la optimización de elementos como sistemas de fachada ligera, parasoles o galerías peatonales como muestra la figura 7.

#### *2.4.1. Tendencias futuras*

Los modelos numéricos referidos en el apartado anterior están demostrando cada vez más sus capacidades en la simulación de la compleja interacción dinámica de este flujo turbulento alrededor de los dominios tridimensionales en vibración. No obstante, por cuestiones de fiabilidad es aún excepcional

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



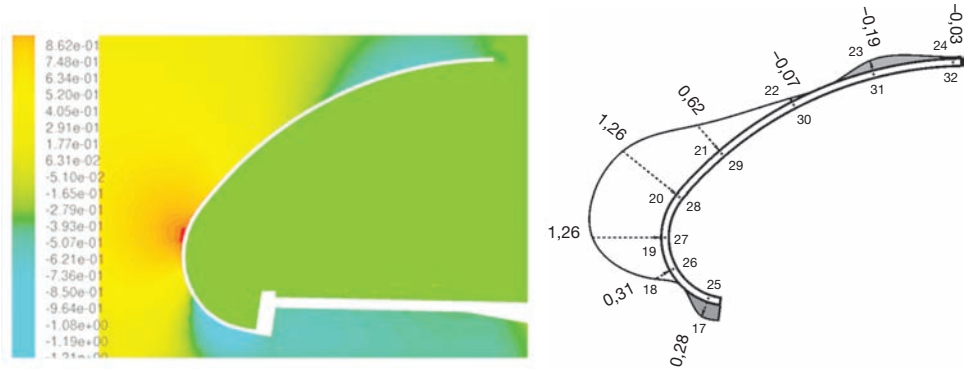



Figura 7. Modelización numérica mediante RANS validada con ensayos de sección para la optimización de la estructura de las barreras-galerías peatonales del Puente del Tercer Milenio, Zaragoza. Arenas y Asociados, Dragados. 2007 [29].

encontrarlos como única vía de análisis en proyectos singulares (puentes de media y gran longitud y edificios de gran altura). Como se ha comentado, cabe destacar su utilidad y creciente aplicación en la extensión a partir de ensayos preliminares de validación en los que se mejoren las condiciones de aquellos y permitan extender el alcance de una forma más eficaz que la experimental [28]. Igualmente, presentan posibilidades significativamente productivas en el estudio de detalle de elementos (fig. 7) a partir de modelos validados [29]. Destaca la evolución de esquemas fundamentados mayoritariamente en volúmenes finitos (FVE) como RANS (Reynolds Averaged Navier Stokes) y su combinación con modelos LES (Large Eddy Simulation) como el DES (Detached Eddy Simulation) que están generando progresos significativos. Igualmente, los modelos basados en partículas y en esquemas de resolución de las ecuaciones de Lattice-Boltzman permiten obtener resultados de alta calidad que incorporando modelos LES evitan el tedioso proceso del mallado de los anteriores [28]. En esta misma línea, se debe señalar otros modelos sin malla como, por ejemplo, el DVM (Discrete Vortex Method), que ha sido utilizado en puentes con éxito [30].

Mientras que los ensayos en túnel de viento son el método más preciso, una aproximación fundamentada en una densa base de datos de ensayos en túnel puede proporcionar una buena alternativa para realizar estimaciones preliminares de las cargas de viento en edificios altos. Un número de ensayos destacados en túneles de capa límite a lo largo de todo el mundo están engrosando una base de datos de configuraciones aerodinámicas para edificios altos ensayados históricamente. Esto se ha venido aplicando en los últimos años para algunos edificios industriales de baja altura, donde se simplifican geometrías de construcción, a través ciertos organismos como la base de datos del NIST. Para edificios altos existen las bases de datos de la Universidad de Western (WAD) o la del NatHaz, desarrollada en la Universidad de Notre Dame (California), y siendo esta última aceptada por la ASCE7-10 [2] como una alternativa aceptable a la norma para ciertos tipos estructurales. De forma similar están surgiendo iniciativas para rangos y tipos de secciones de puentes. Estas herramientas están disponibles para proporcionar estimaciones adecuadas de momentos en la base y aceleraciones y son una alternativa útil para el diseño preliminar.

Finalmente, en el campo experimental cabe destacar el desarrollo por parte de la Universidad de Western de la instalación WINDDEE. Esta instalación pionera cuenta con una cámara de ensayos de 25 m de diámetro en la que se podrán modelizar flujos tridimensionales como tornados, downbursts, etc. El proyecto, de más de 23 millones de dólares, cuenta con 106 turboventiladores que facilitan la simulación adecuada de estos flujos. A nivel nacional, la Universidad de Granada ha apoyado el proyecto SAVE, Simulador Ambiental de Vientos Extremos, en construcción, que contando con 5 secciones de ensayo de hasta 15 m de ancho hibrida características propias de un túnel de viento de capa límite, túnel climático y simulador de tornados. Esta instalación podrá reproducir flujos bidimensionales complejos como low level jets y frentes de tormenta, de interés en algunos tipos estructurales complejos.

## 3. Conclusiones

Se han señalado los fundamentos que subyacen bajo la normativa técnica en lo que respecta a la consideración de la acción del viento y de forma específica comparada con el Eurocódigo 2005. En particular, se han puesto de manifiesto las diferencias de aplicación respecto a las más significativas como la ASCE7-10 y señalado los errores de interpretación más típicos. De forma particular se analiza la situación en España y en consideración de normas como la de edificación, CTE-2006. Finalmente se destacan las necesidades de desarrollo en áreas específicas y se ponen de manifiesto las fuentes y herramientas a disposición del ingeniero estructuralista actualmente.

## Bibliografía

[1] CEN. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – wind actions. EN 1991-1-4:2005/AC:2010. European Standard (Eurocode), European Committee for Standardization (CEN). 2010.

[2] ASCE/SEI 7-10. ASCE Standard: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. New York: American Society of Civil Engineers; 2013.

[3] NRC. National building code of Canada. Ottawa. Associate Committee on the National Building Code, National Research Council. 2010.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



[4] AS/NZS 1170.2:2011 Structural design actions – Part 2: Wind actions. Australian/New Zealand Standard. Joint Technical Committee BD-006. 2011.
[5] IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerer en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento. Gobierno de España; 2011.
[6] IAPF-07 Instrucción sobre las acciones a considerer en el proyecto de puentes de ferrocarril. Ministerio de Fomento. Gobierno de España; 2007.
[7] CTE, Código Técnico de la Edificación. Partes I y II, Ministerio de Vivienda. Gobierno de España; 2006.
[8] Jensen M. The model law for phenomena in natural wind. Ingenioren (International Edition) 2. 1958;4.
[9] Larose GL. The Danish connection. Alan G Davenport Symposium. University of Western Ontario; 2002.
[10] Davenport AG. Rationale for determining design wind velocities. J Struct Div. ASCE, 2475.ST5. 1960;39-68.
[11] Davenport AG. The application of statistical concepts to the wind loading of structures. Inst Civil Engrs Proc. 1961;19:449-72.
[12] Davenport AG. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. Jour Royal Meteorological Society. 1961;87:194-211.
[13] Isyumov N, Alan G. Davenport's mark on wind engineering. 13th Int Conf Wind Eng. Holanda; 2011.
[14] Davenport AG. Relationship of wind structures to wind loading. Symp Wind Effects on Bldgs and Structs. England; 1963.
[15] Davenport AG. The buffeting of large superficial structures by atmospheric turbulence. New York Acad Sci. 1964;116:135-59.
[16] Hertig JA. Some indirect scientific paternity of Alan G. Davenport. JWEIA. 2003;91:1329-47.
[17] Holmes JD. Gust loading factor to dynamic response factor (1967-2002). Alan G. Davenport Symposium, Canada; 2002.
[18] Kwon K, Kareem A. Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings. Engineering Structures. 2013;51:23-35.
[19] Tamura Y. Wind and tall buildings. 5th European African Conference on Wind Engineering, Italy; 2009.
[20] Wardlaw RL, Moss GF. A standard tall building model for the comparison of simulated natural winds in wind tunnels, C.A.A.R.C., C.C. 662m Tech. 25, 1970.
[21] Terrés-Nícoli JM, Mans C, Farquhar S, Ho E. Estudio de los efectos del viento en el edificio Nueva Marina en Casablanca. Oritia & Boreas; TYP01-2012-R01. Granada, 2013.
[22] Holmes J, Tamura Y, Krishna P. Comparison of wind loads calculated by fifteen different codes and standards, for low, medium and high-rise buildings. 11th Americas Conference on Wind Engineering. San Juan, Puerto Rico, June 22-26, 2009.
[23] BSI. UK National Annex to Eurocode 1 – Actions on structures. Part 1-4: General actions – Wind actions. NA to BS EN 1991-1-4:2005+A1:2010. British Standards. 2010.
[24] CNR. Guide for the assessment of wind actions and effects on structures. Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, National Research Council of Italy. CNR-DT207. 2008.
[25] Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Recomendaciones y Manuales Técnicos. E-13. Construcción de Edificios Altos. 2008.
[26] Proyecto de Edificios Altos. Monografía 20/21. ACHE. 2013.
[27] ASCE Wind tunnel model studies of buildings and structures. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67. American Society of Civil Engineers. 1987.
[28] Ortega Cornejo M, Lacoma Aller LM, Holman DM. Análisis de acciones de viento en edificios singulares. Aplicación al Hotel Vela de Barcelona. Hormigón y Acero. 2008;60(251):37-64.
[29] Terrés-Nícoli JM, King JPC, Kim J. Wind effects for the 3rd Millennium Bridge, Expo 2008, Spain. 12th International Conference on Wind Engineering Cairns, Queensland, Australia.
[30] Larsen A, Walther J. Discrete vortex simulation of flow around five generic bridge deck sections. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 1998;77 & 78:591-602.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.

ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero. 2014;65(272):162-168

HORMIGÓN y ACERO
www.e-ache.com

Otras informaciones

# VI Congreso Internacional de Estructuras de ACHE

Del 3 al 5 de junio se celebró el VI congreso de ACHE. Esta vez el lugar elegido para celebrarlo fue la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, a quien debemos agradecer su hospitalidad y la ayuda permanente que presta a la Asociación.

A pesar de la prolongada recesión en el sector constructor que afecta a todas las actividades de nuestra Asociación, el resultado del Congreso ha sido muy positivo tanto en asistentes como en participación y en el nivel técnico-científico de las presentaciones. Esto demuestra la capacidad de la ingeniería estructural española, representada por ACHE, de adaptarse y superarse ante unas circunstancias muy difíciles.

Además, como dijo nuestro Presidente de Honor, D. José Antonio Torroja, en la sesión de apertura, "ACHE es una asociación de amigos", y el Congreso ha servido siempre para estrechar lazos y relaciones personales entre ingenieros que comparten la pasión por las estructuras.

Un aspecto que muchos asistentes han destacado es la presencia de gran número de ingenieros jóvenes, como congresistas y como ponentes. Además, desde ACHE se han dado un gran número de becas para potenciar la asistencia de los alumnos de los últimos cursos.

El Congreso comenzó con la Sesión de Apertura, en la que autoridades de la Universidad y de diferentes Administraciones expusieron en sus intervenciones diversos aspectos relacionados con nuestra actividad.

La conferencia inaugural corrió a cargo de D. Javier Manterola Armisen. Con el título "Diseño y construcción de puentes, en la actualidad en España", Javier hizo un repaso por muy diversos puentes proyectados por ingenieros españoles en los últimos años, aportando en cada caso sus comentarios personales desde la autoridad que le da su reconocido prestigio.

Se proyectó previamente un resumen de la película "Javier Manterola. La mirada del ingeniero" producida por el Círculo de Bellas Artes y cuya versión completa se proyectó al día siguiente.

Al realizarse el Congreso en el mes de junio, se celebró también la Asamblea con la presentación y aprobación de cuentas según obligan los estatutos. Entre otras cosas se expusieron las dificultades económicas por las que atraviesa la Asociación y




Sesión de apertura del Congreso (de izquierda a derecha): D. Francisco Martín Carrasco, Director de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (UPM), D. Manuel Niño González, Secretario General de Infraestructuras del Mº de Fomento, D. Pablo Cavero Martínez de Campos, Consejero de Transportes, Infraestructuras y Vivienda de la Comunidad de Madrid, D. Carlos Conde Lázaro, Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, D. Miguel Ángel Astiz Suárez, Presidente de ACHE y D. Fermín Oslé Uranga, Consejero Delegado de Empresa Municipal de la Vivienda y Suelo de Madrid.

0439-5689 © 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.






Sesión inaugural (de izquierda a derecha): D. José Antonio Torroja Cavanillas, Presidente de Honor de ACHE, D. Francisco Martín Carrasco, Director de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (UPM), D. Pablo Cavero Martínez de Campos, Consejero de Transportes, Infraestructuras y Vivienda de la Comunidad de Madrid, D. Carlos Conde Lázaro, Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, D. Manuel Niño González, Secretario General de Infraestructuras del Mº de Fomento, D. Fermín Oslé Uranga, Consejero Delegado de Empresa Municipal de la Vivienda y Suelo de Madrid y D. Miguel Ángel Astiz Suárez, Presidente de ACHE.



Conferencia inaugural a cargo de D. Javier Manterola Armisen.

las decisiones que se están tomando para garantizar la sostenibilidad económica de ACHE.

En las sesiones técnicas se expusieron unas 300 presentaciones, organizándose en 3 salas, salvo el segundo día, en el que hubo 4 salas; esto permitió tener algo más de tiempo para cada presentación. En esta ocasión, los asistentes al congreso han podido elegir entre recibir el libro de resúmenes en formato digital o hacerlo en papel, decantándose la inmensa mayoría de los congresistas por el digital.

Se ha evidenciado el aumento de realizaciones en el exterior; de estas hay que destacar el esfuerzo que está suponiendo el adaptarse a otros enfoques y maneras de hacer. Y también, una vez más, está suponiendo una demostración del buen nivel de nuestra ingeniería estructural. También se han expuesto muchas realizaciones en España, con algunas grandes estructuras realmente singulares y otras no tan grandes pero que igualmente muestran soluciones innovadoras e interesantes.

Con ello creemos que el Congreso ha cumplido su principal misión, que es la divulgación de experiencias y conocimiento.

También las universidades y otros organismos investigadores han demostrado su actividad a pesar de las dificultades por las que atraviesan. De hecho, el número de presentaciones en investigación y desarrollo ha sido del mismo orden que el de realizaciones.

La disminución de realizaciones no se ha visto compensada con un aumento de las ponencias en gestión de estructuras, incluso su porcentaje ha bajado levemente.

Dada la coincidencia temporal del homenaje a D. José Calavera organizado por un grupo de compañeros en el Colegio de Ingenieros de Caminos, y la muy especial vinculación con ACHE del homenajeado, la finalización de las sesiones del primer día se programó a una hora más temprana de lo habitual para facilitar la asistencia a dicho acto de los congresistas que lo deseasen.

La última sesión del congreso fue dedicada a la mesa redonda "Proyecto geotécnico de cimentaciones con Eurocódigo 7", donde se abordó el nuevo enfoque en el que se ha adoptado un modelo de seguridad más cercano al empleado desde hace tiempo en estructuras. El debate estuvo muy animado y hubo que cortarlo por falta de tiempo, pero quedó propuesta la celebración futura de una jornada sobre este asunto.

Hay que agradecer el apoyo prestado a la Organización del Congreso por el Comité de Honor presidido por el entonces S.A.R. Príncipe de Asturias, ahora Felipe VI.

Es también de justicia agradecer el gran esfuerzo de muchas personas que desinteresadamente han dedicado su escaso tiempo libre a colaborar en la organización de este Congreso. Entre otros, son: los miembros del Comité Organizador, del Comité Científico, el director de la página Web y la Secretaría de ACHE.

En conclusión, el Congreso ha demostrado que la Ingeniería Estructural Española y, por tanto, ACHE siguen adelante con fuerza por la voluntad y esfuerzo de sus asociados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



# Entrega de medallas ACHE

Durante el VI Congreso de ACHE, que se celebró en Madrid del 3 al 5 de junio pasado, se entregaron las medallas de nuestra asociación.

Este galardón, que premia una carrera profesional relevante en el campo del hormigón estructural, se concedió en esta edición a:

- D. Javier León González
- D. Francisco Morán Cabré
- D. Marcos Pantaleón Prieto

*Javier León González* es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Madrid.

Desarrolla su tarea docente como Profesor Titular en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UPM, en las asignaturas de Hormigón estructural y Análisis de construcciones históricas de fábrica.

Su actividad profesional está ligada a FHECOR Ingenieros Consultores, donde trabaja desde 1985 como colaborador y desde 1996 como socio, perteneciendo al Departamento de Ingeniería de Mantenimiento de Estructuras.

Ha participado, tanto en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos como en FHECOR Ingenieros Consultores, en diferentes proyectos de investigación.

En FHECOR Ingenieros Consultores ha desarrollado distintas tareas relacionadas con la ingeniería estructural, especialmente en el ámbito del mantenimiento de estructuras: inspección de estructuras, diagnosis de daños y deterioros, y proyectos de reparación y refuerzo, así como sistemas de gestión de estructuras.

Es autor o coautor de 9 libros y monografías, y 25 artículos sobre estructuras de hormigón y de fábrica, así como su inspección y diagnosis. Ha dirigido tres tesis doctorales ya presentadas y dirige en la actualidad otras tres.

Es miembro de diferentes asociaciones técnicas, fue Secretario General de GEHO, ATEP y de la resultante de la fusión de ambas, ACHE, entre 1990 y 1999, y consejero de esta última entre 1999 y 2002. Entre 2003 y 2012 fue presidente de la Comisión 4 de ACHE. Vocal del Comité de Puentes de la Asociación Técnica de Carreteras desde 2001, ha sido Coordinador del GT de Puentes de Fábrica entre 2003 y 2014. También estuvo en CEB y FIP, formando parte en la actualidad de tres grupos de FIB.

Ha sido ponente asimismo en diversos foros nacionales e internacionales sobre estructuras de hormigón y fábrica.

*Francisco Morán Cabré* es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Madrid. Ingresó en el Instituto Torroja recién acabada su carrera y permaneció en él hasta su jubilación, casi 47 años después, como Profesor de Investigación.

Creó en el Instituto Torroja un Servicio de Cálculo que ayudaba a los profesionales y a las Oficinas de Proyecto, que fue pionero en España en la aplicación de los ordenadores al proyecto de estructuras. En colaboración con varias oficinas de proyectos y consultores de ingeniería, Francisco Morán desarrolló programas para el proyecto de distintos tipos de estructuras, que se aplicaron a muchos de los edificios y puentes proyectados en España durante los años sesenta, setenta y ochenta.

Es autor, junto a Álvaro G.ª Meseguer y Pedro Jiménez Montoya, del conocido libro *Hormigón Armado,* que fue durante muchos años uno de los más importantes a nivel mundial en el campo de las estructuras de hormigón y del que se hicieron 15 ediciones.

Durante 25 años Morán tuvo una importante actividad en el seno del Comité Europeo del Hormigón, y desde 1967 hasta su jubilación colaboró con la Comisión Permanente del Hormigón.

También colaboró activamente con la ATEP y con su sucesora ACHE, habiendo sido durante muchos años miembro



Entrega de la medalla de ACHE a D. Javier León González.



Entrega de la medalla de ACHE a D. Francisco Morán Cabré.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



de su Junta Rectora y del Comité de Redacción de la revista *Hormigón y Acero.*

Ha publicado multitud de artículos, libros, monografías, boletines del CEB y comunicaciones a Congresos, y ha impartido gran cantidad de cursos, seminarios y conferencias.

Durante 22 años Morán programó, organizó y presidió los conocidos Seminarios Torroja, invitando a actuar como ponentes a destacados ingenieros y arquitectos, proyectistas e investigadores nacionales y extranjeros, que expusieron muchas de las realizaciones singulares de los últimos años.

*Marcos Pantaleón Prieto* nació en León en 1955 y es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad de Cantabria.

Desde 1985 es Catedrático del departamento de Diseño y Construcción de Estructuras de Edificación y Obras Públicas (Estructuras y Puentes Metálicos) en la Escuela de Caminos Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria, y su actividad docente se ha centrado, principalmente, en las asignaturas de "Estructuras Metálicas" y "Estructuras Mixtas y Puentes Metálicos", de las que hoy continúa como profesor responsable.

Desde 1987 Marcos Pantaleón compagina su actividad docente con la de ingeniero consultor, siendo socio fundador de la empresa APIA XXI, S.A. Desde entonces ha desarrollado una gran tarea como ingeniero proyectista.

Una gran parte de su labor profesional se ha dedicado al proyecto de grandes puentes. Ha proyectado numerosos puentes y viaductos, tanto de carretera como de ferrocarril, abarcando todas las tipologías en el rango de luces medias y altas, tanto con puentes de hormigón pretensado como puentes metálicos y mixtos. Dentro de sus obras pueden destacarse el Puente de la Barqueta en Sevilla, por el que obtuvo el Premio de la Convención Europea de la Construcción Metálica en 1993, el Viaducto de La Arena, en el País Vasco, el Arco de Miraflores en Bilbao, el Puente de Escaleritas en Las Palmas de Gran Canaria, el Arco de la Regenta en Asturias, por el que obtuvo el Premio internacional Puente de Alcántara en 1996, el Viaducto de Montabliz en Cantabria, galardonado con el Premio Acueducto de Segovia en 2010, los Viaductos sobre el río Deza y Rego das Lamas en Galicia, el puente arco de Morlans en San Sebastián y el Puente de Villamaría en Argentina.

Asimismo, ha publicado multitud de artículos y libros, y ha sido ponente en numerosos Congresos y Jornadas sobre Puentes y Estructuras.

En el acto de entrega de las medallas celebrado durante el VI Congreso, el Presidente de Honor de ACHE, Sr. Torroja Cavanillas, y el Presidente, Sr. Astiz Suárez, hicieron entrega de cada una de las medallas junto con un diploma acreditativo a los galardonados.

A continuación, el Sr. Pantaleón Prieto tomó la palabra para agradecer a los asistentes, en nombre de los otros dos premiados y en el suyo propio, la distinción recibida. Su intervención fue muy aplaudida por el público asistente, pues en ella reflexionó sobre lo agradecidos que debemos estar en España a la Administración, a las empresas constructoras y a la comunidad científico-técnica en general porque en estos años pasados se han podido desarrollar multitud de proyectos interesantes, que han permitido aprender mucho, de muchas cosas, y en poco tiempo. Hizo también hincapié en la oportunidad que tiene el sector de la ingeniería y construcción española de seguir desarrollando su actividad en el extranjero.

Las medallas de ACHE se han entregado anteriormente en cinco ocasiones, con motivo de los Congresos de Sevilla, Madrid, Zaragoza, Valencia y Barcelona. En el I Congreso de ACHE, que se celebró en Sevilla en 1999, estos galardones recayeron en D. Javier Asencio Marchante, D. Hugo Corres Peiretti, D. Álvaro García Meseguer y D. Enrique González Valle.

En el II Congreso de ACHE, celebrado en Madrid en 2002, las medallas se otorgaron a D. Miguel Ángel Astiz Suárez, D. Antonio Marí Bernat y D. Guillermo Ontañón Carrera. En el III Congreso de ACHE, que tuvo lugar en Zaragoza, los galardonados fueron D. José María Arrieta Torrealba, D. Julio Martínez Calzón y D. Luis Peset González. Y en el IV Congreso de ACHE, cuya sede fue Valencia, se entregaron los premios a D. José Romo Martín, D. José Manuel Simón-Talero Muñoz y D. Luis Miguel Viartola Laborda.



Entrega de la medalla de ACHE a D. Marcos Pantaleón Prieto.



De izquierda a derecha: D. Javier León González, D. Marcos Pantaleón Prieto, Dª Conchita Lucas Serrano, D. José Antonio Torroja Cavanillas, D. Francisco Morán Cabré y D. Miguel Ángel Astiz Suárez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



En la anterior edición del Congreso, que se celebró en Barcelona, las medallas se otorgaron a D. Antonio Aguado de Cea, D. José Emilio Herrero Beneítez y D. Francisco Millanes Mato.

Además, todas las personas que fueron distinguidas con la medalla de ATEP tienen la consideración de poseedores de la medalla de ACHE, y son:

| | | |
|---|---|---|
| D. Ángel Carlos Aparicio Bengoechea | D. Carlos Fernández Casado | D. Alfredo Páez Balaca |
| D. Ginés Aparicio Soto | D. Francisco Fernández Conde | D. Santiago Pérez-Fadón Martínez |
| D. Juan José Arenas de Pablo | D. Leonardo Fernández Troyano | D. Rafael Piñeiro Abril |
| D. Francisco Arredondo y Verdú | D. Manuel Fernández de Villalta | D. Florencio del Pozo Frutos |
| D. Ricardo Barredo de Valenzuela | D. Miguel Fisac Serna | D. Florencio Jesús del Pozo Vindel |
| D. Buenaventura Bassegoda Musté | D. Manuel Juliá Vilardell | D. Juan Bautista Ripoll Gómez |
| D. José Calavera Ruiz | D. José Antonio López Jamar | D. Francisco Javier Rui-Wamba Martija |
| D. Fernando Cassinello Pérez | D. Rafael López Palanco | D. Carlos Siegrist Fernández |
| D. Ramón del Cuvillo Jiménez | D. José Antonio Llombart Jaques | D. José Antonio Torroja Cavanillas |
| D. Rafael Chueca Edo | D. Francisco Javier Manterola Armisén | D. Eduardo Torroja Miret |
| D. Manuel Elices Calafat | D. Juan Moreno Torres | D. José M. de Villar Luengo |

Conchita Lucas Serrano
Secretaria General de ACHE

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



# II Premios de Ingeniería de ACHE

En el transcurso del VI Congreso Internacional de Estructuras de ACHE, celebrado el pasado mes de junio en Madrid, se programó una sesión específica en el día de la clausura para la entrega de los II Premios de Ingeniería de ACHE.

Se otorgaron, tal y como dictan los estatutos de ACHE, seis premios: tres en la categoría de Edificación y otros tres en la categoría de Obra Civil, para las seis mejores obras entre las presentadas, que tenían que haber sido terminadas entre el 1 de julio de 2011 y el 30 de noviembre de 2013, y en las que la técnica (es decir, la empresa constructora, o la empresa consultora encargada del proyecto) fuera española. Las obras galardonadas fueron:

## 1. Categoría Edificación

- *Centro socio-cultural Ágora en La Coruña*
  - Promotor: Ayuntamiento de A Coruña. Concejalía de Asuntos Sociales
  - Proyecto de la estructura: NB 35 Ingeniería
  - Proyecto de arquitectura: BASIC AAP Arquitectos
  - Constructor: Dragados





Centro socio-cultural Ágora (La Coruña).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



- *Edificio Caixa Fórum en Zaragoza*
  - Promotor: Caja de Ahorros y Pensiones de Barcelona, "La Caixa"
  - Proyecto de la Estructura: BOMA IMPASA
  - Proyecto de arquitectura: Estudio Carme Pinós
  - Constructor: UTE Fórum Zaragoza (Dragados – Arascón)



Edificio Caixa Fórum (Zaragoza).

- Edificio administrativo para usos múltiples en Salamanca
  - Promotor: Castilla y León Sociedad Patrimonial S.A.
  - Proyecto de la Estructura: Fhecor Ingenieros Consultores
  - Proyecto de arquitectura: Sánchez Gil Arquitectos
  - Constructor: UTE Dragados – Río Vena



Edificio administrativo para usos múltiples (Salamanca).

## 2. Categoría Obra Civil

- *Viaducto de Archidona*
  - Promotor: ADIF
  - Proyectista: Ideam
  - Constructor: UTE Viaducto de Archidona (Azvi – Dragados-Tecsa); UTE Túnel de Archidona (Dragados-Tecsa)



Viaducto de Archidona (Málaga).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Documento descargado de http://zl.elsevier.es el 05/12/2014. Copia para uso personal, se prohíbe la transmisión de este documento por cualquier medio o formato.



- *Puente de Beauharnois*
  - Promotor: NA-30 S.E.N.C. (Acciona-Dragados)
  - Proyectista: Arup, Fhecor, Ideam
  - Constructor: A30CJV (Dragados, Acciona, Aecom, Verrault)




Puente de Beauharnois (Montreal, Canadá).

- *Pasarela Barranco de las Ovejas*
  - Promotor: Conselleria de Agricultura, Pesca, Alimentación y Agua de la Generalitat Valenciana
  - Proyectista: Icitech UPV – Icosa
  - Constructor: UTE Vías y Construcciones – Tarancón Infraestructuras




Pasarela Barranco de las Ovejas (Alicante).

Presidió la ceremonia D. Miguel Ángel Astiz Suárez, Presidente de ACHE, que entregó las distinciones junto con los Ex Presidentes de la Asociación, D. Enrique González Valle, D. José Calavera Ruiz, D. Hugo Corres Peiretti, D. José María de Villar Luengo y D. Luis Miguel Viartola. El Presidente del Comité Organizador del Congreso, D. José Emilio Herrero Beneitez, fue el encargado de presentar las obras premiadas haciendo una breve descripción de las mismas mientras se proyectaban diapositivas de cada una de ellas.

Durante el acto se entregó una placa distintiva al promotor de cada obra premiada para que se coloque, si se estima oportuno, en la propia estructura, así como un diploma acreditativo del premio a cada uno de los agentes participantes en la misma: promotor, proyectista y constructor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026