

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an overview of the Code contents, proposes to review and update those criteria that, since their publishing, have been superseded by the present state of knowledge.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).

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:

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

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.

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:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{R_{pl}}{R_{cr}}} \rightarrow R_{ult} = \rho(\bar{\lambda}) \cdot R_{pl} \quad (2)$$

donde:

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

El factor de reducción $\rho(\bar{\lambda})$ 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.

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, entendiéndose 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:

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

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

hasta que haya tenido lugar la abolladura global del panel. Así, el valor límite obtenido para la rigidez relativa del rigidizador y 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 γ 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 χ_w .
- *Para la determinación de la tensión crítica de abolladura τ_{cr} de almas no rigidizadas, o de almas rigidizadas longitudinalmente mediante rigidizadores de tipo abierto, deberán considerarse condiciones de simple apoyo en su contorno.*

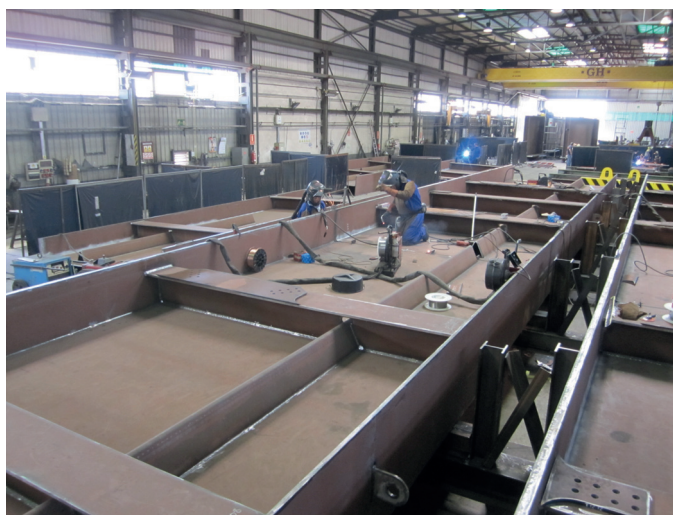


Figura 2. Alma con rigidizadores longitudinales cerrados.

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_τ .* 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].

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, permanecen 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

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:

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

donde $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} son las tensiones solicitantes, f_y el límite elástico del acero, ρ_x , ρ_z y χ_w los factores de reducción de la resistencia y γ_{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:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{eq,cr}}} \quad (5)$$

donde $\alpha_{ult,k}$ es el factor de amplificación de las tensiones solicitantes para que éstas alcancen el valor característico de la resistencia, α_{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 α_{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:

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

donde $\sigma_{eq,Ed}$ es la tensión equivalente de diseño, ρ_{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.

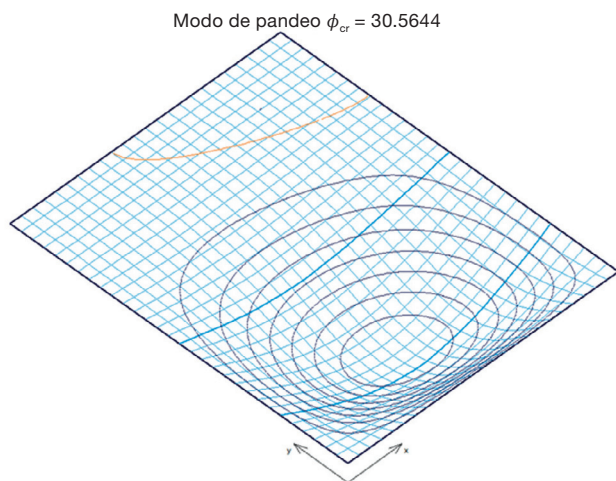


Figura 3. Análisis de un panel con el programa EBPlate.

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 tangen-

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)

ciales, 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.

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 ξ . Puesto que cuando el parámetro ξ 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.

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad (7)$$

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.

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:

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

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 $\bar{\lambda}$ y del correspondiente factor de reducción χ_r . Así, la



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

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 χ_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 γ_{M1} un coeficiente de seguridad parcial. El factor de reducción viene dado por la Ecuación 10:

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

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

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

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".

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:

$$\left[\eta_3 \cdot \left(1 - \frac{F_{Ed}}{2 \cdot V_{Ed}} \right) \right]^{1.6} + \eta_2 \leq 1 \quad (12)$$

donde η_2 representa el coeficiente de utilización de la carga transversal F_{Ed} y η_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

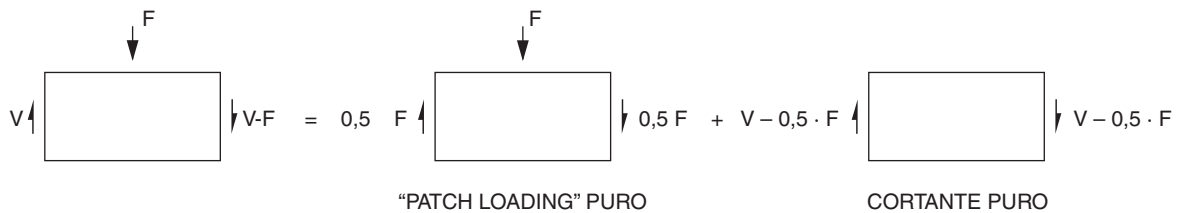


Figura 5. Descomposición del efecto de la carga transversal y del cortante.

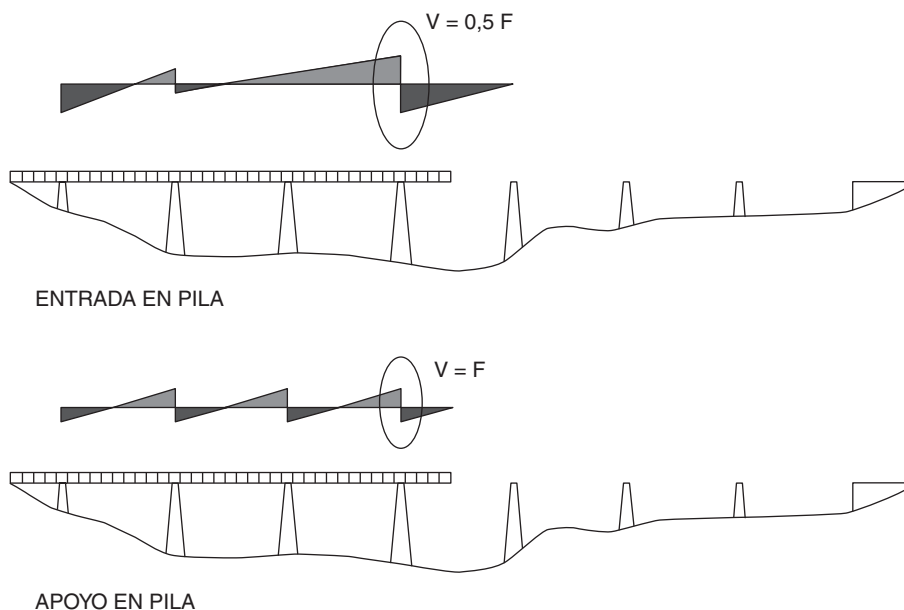


Figura 6. Carga transversal y cortante en situaciones de empuje.

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:

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

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 $\bar{\lambda}$ 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.

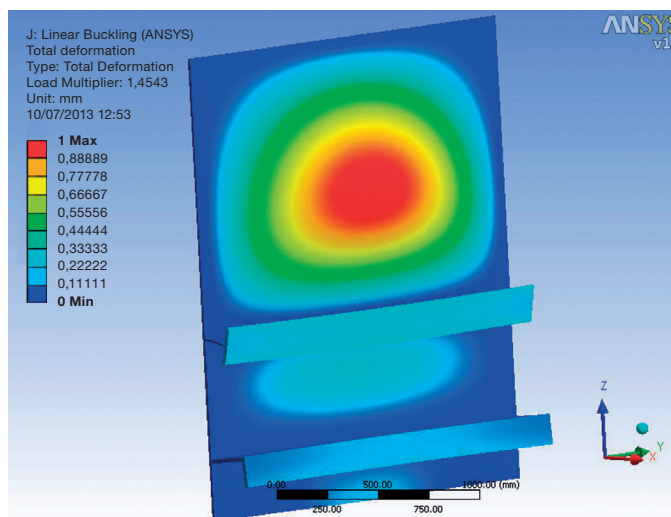


Figura 7. Determinación del modo de abolladura mediante el *Método de los Elementos Finitos*.

- *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 Último.

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*”

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. Zürich: 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.