

RESISTENCIA DE VIGAS ARMADAS DE ACERO SOMETIDAS A CARGAS CONCENTRADAS EN SECCIONES NO RIGIDIZADAS

Rolando Chacón*, Enrique Mirambell, Esther Real

Departamento de Ingeniería de la Construcción, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña. Calle Jordi Girona 1-3. Campus Nord C1-207. 08034 Barcelona, España

*e-mail: rolando.chacon@upc.edu web: <http://www-ec.upc.es/metalias>

RESUMEN

Las cargas concentradas en vigas armadas deben ser soportadas por rigidizadores verticales dispuestos en las secciones transversales solicitadas. Sin embargo, existen casos prácticos en los cuales resulta físicamente imposible la rigidización de todas las secciones de la viga que se verán sometidas a dichas solicitaciones. Un ejemplo paradigmático de estos casos es la construcción de puentes metálicos por empujes sucesivos. El presente artículo describe las expresiones de diseño actualmente implementadas en diferentes normativas a nivel mundial para la verificación de la resistencia de las vigas bajo cargas concentradas en secciones no rigidizadas. Asimismo, se presentan los modelos mecánicos en los cuales se basan las diferentes normativas así como las referencias más destacadas sobre el tema.

Palabras Claves: Cargas concentradas, vigas armadas, puentes metálicos.

RESISTANCE OF UNSTIFFENED STEEL PLATE GIRDERS SUBJECTED TO CONCENTRATED LOADS

ABSTRACT

Concentrated loads on steel plate girders should be carried by vertical transverse stiffeners deployed on each loaded cross-section of the members. There are, however, certain design cases in which vertical stiffeners cannot be physically deployed in such sections. The launching of steel bridges during construction is one remarkable realistic case in which this situation arises. Accordingly, the resistance of steel girders to such loads must be known and understood. This paper describes the design provisions presently implemented in codes for verifying the resistance of plate girders subjected to concentrated loads. Likewise, references and theoretical backgrounds of the aforementioned guidelines are pointed out.

Keywords: Patch loading, concentrated loads, plate girders, steel bridges.

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, en Venezuela se están construyendo grandes puentes ferroviarios y carreteros de los cuales algunos han sido proyectados con estructuras mixtas hormigón-acero. La sección transversal de la estructura suele estar formada por secciones metálicas en cajón o grandes vigas metálicas doble-T junto con una losa de hormigón armado, la cual puede ser vaciada *in situ*, o bien prefabricada y montada durante la ejecución. Cuando se utilizan grandes vigas metálicas en doble T, se debe recurrir a las vigas armadas, ya que en general la industria siderúrgica no cuenta con perfiles laminados que cumplan requerimientos geométricos de tanta entidad. Una viga armada es una viga metálica de sección transversal arbitraria formada por chapas de acero soldadas entre sí. Usualmente, las vigas armadas son rigidizadas transversalmente y longitudinalmente para controlar los fenómenos de inestabilidad y de esta

manera intentar lograr un comportamiento plástico y dúctil. La ejecución de dichos puentes debe garantizar la seguridad de la obra y puesta en servicio de los mismos y a su vez, debe ser atractiva desde el punto de vista económico. Existen diferentes procesos constructivos que logran cumplir ambos requisitos y permiten ejecutar la obra en los plazos estipulados. Sin embargo, en algunas ocasiones la ejecución se ve condicionada por factores orográficos o logísticos propios de cada ubicación.

El lanzamiento por empujes sucesivos es un proceso constructivo que presenta grandes ventajas desde el punto de vista económico como logístico. Por una parte, genera un ahorro considerable en el montaje de estructuras auxiliares de gran altura y por otra, permite habilitar las zonas que se encuentran bajo la estructura del puente y así evitar entre otras cosas, cortes permanentes de tráfico. Este proceso constructivo consiste, sin entrar en detalle, en empujar la estructura mediante gatos hidráulicos entre un estribo y otro. Generalmente, solo se lanza la estructura metálica y posteriormente se ejecuta el tablero, sin embargo, en algunos casos, el tablero se lanza de manera conjunta con las vigas armadas, lo que supone un aumento considerable en el peso total de la estructura a lanzar. La estructura se construye en el parque de empuje situado en un estribo, usualmente mediante dovelas que se van adosando de manera secuencial. La figura 1 ilustra un típico proceso de lanzamiento por empujes sucesivos en grandes puentes.

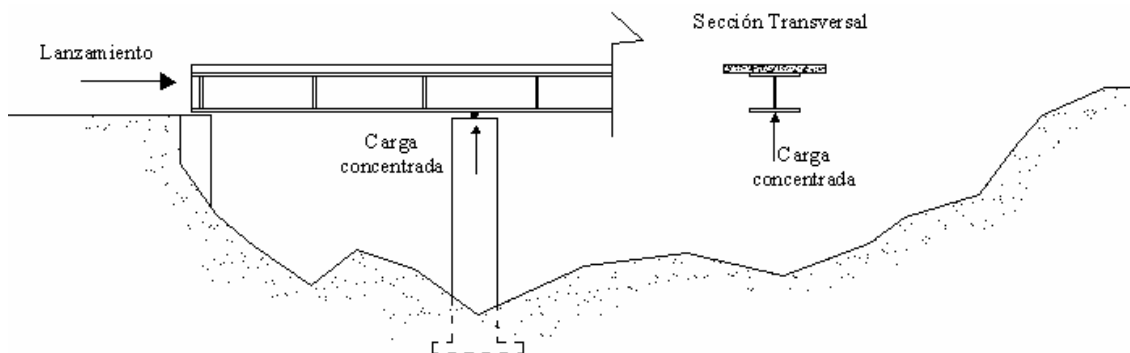


Figura 1. Método de lanzamiento de puentes.

En Europa, existe una gran tradición en el empleo de este proceso constructivo y en particular, en países altamente montañosos como Suiza [1], donde la orografía lo exige. Actualmente, algunos de los grandes puentes ferroviarios de la línea de alta velocidad española [2] también han sido proyectados con estructuras metálicas y su proceso constructivo ha sido el lanzamiento por empujes sucesivos.

En Venezuela, el lanzamiento por empujes sucesivos como proceso constructivo tiene una aplicación relativamente reciente. Un ejemplo paradigmático para el país es el puente que sustituye al antiguo viaducto 1 de la autopista Caracas-La Guaira. El nuevo viaducto ha sido proyectado con una estructura formada por tres vigas armadas rigidizadas transversal y longitudinalmente junto con una losa de hormigón armado. La estructura se apoya de manera continua en 7 pilas, que forman 1 tramo de entrada de 78 metros, 6 tramos centrales de 110 metros, y 1 tramo de salida 65 metros. El proceso constructivo utilizado ha sido el lanzamiento por empujes sucesivos. Debido a su papel estratégico, el nuevo viaducto ha debido ser construido en un plazo particularmente corto en una orografía relativamente escarpada, por lo que el proceso resulta bastante satisfactorio ya que genera ganancias significativas en plazos y seguridad.

Sin embargo, las ganancias generadas llevan asociado un incremento sustancial en el nivel de sollicitaciones en la estructura que puede llegar a niveles muy superiores a los que habitualmente soportan los viaductos mixtos construidos de manera convencional. El sistema estático del puente varía

continuamente a lo largo de la construcción, por lo que cada posición debe ser verificada. Las dimensiones de las alas y almas de las vigas así como el espaciamiento entre los rigidizadores deben diseñarse para resistir todos los esfuerzos a los cuales se verá sometida la estructura. En algunos casos, el lanzamiento de vigas puede ser un condicionante de diseño, ya que el estado tensional al cual se pueden ver solicitados durante su construcción puede ser más desfavorable que el estado tensional de servicio. Este es un caso en el cual las solicitaciones que pueden condicionar el diseño vienen dadas por la introducción de cargas concentradas. Durante el proceso de lanzamiento, todas las secciones transversales tanto rigidizadas como no rigidizadas pasan por las pilas del puente, por lo que se pueden ver solicitadas con una carga concentrada de una gran entidad en la dirección vertical. Esta carga concentrada puede agotar la pieza, bien sea por plastificación total de la misma o bien, por la aparición de fenómenos de inestabilidad.

Usualmente, para evitar problemas de plastificación local e inestabilidad, la Norma Venezolana de Estructuras de Acero [3], basada en las Normas Americanas de Diseño del AISC [4], insiste en la necesidad de rigidizar transversalmente todas las secciones que pueden verse sometidas a una carga puntual. Sin embargo, en el caso particular del lanzamiento de puentes, resulta físicamente imposible rigidizar todas las secciones que se ven sometidas a una carga concentrada. Es por ello que se deben verificar dichas secciones ante los casos más desfavorables.

Existen criterios basados en la inestabilidad de las almas o en la plastificación de las mismas que permiten a los ingenieros determinar las resistencias de cálculo para dichas situaciones estructurales. Estas resistencias máximas dependen básicamente de la esbeltez de los paneles y del espesor del alma, y se puede concluir de manera preliminar que cuanto más robusto es el panel, mayor es la resistencia última de la viga armada bajo cargas concentradas. En esta investigación se presenta una comparación entre los diferentes modelos estructurales implementados en las más relevantes normativas a nivel mundial que permiten obtener expresiones de diseño seguras. Asimismo, se comparan dichas expresiones de diseño tanto a nivel cualitativo como cuantitativo. Finalmente, se trazan conclusiones sobre dicha comparación y se presentan algunas recomendaciones para la aplicación de la normativa en Venezuela.

2. INTRODUCCIÓN DE CARGAS CONCENTRADAS

El efecto que una carga concentrada ocasiona sobre el alma de una viga armada ha sido objeto de estudio en todo el mundo [5,6]. Dicho efecto varía en función de la esbeltez del panel del alma. Si el panel es muy robusto (figura 2-a), el colapso de la viga llega por plastificación total del alma. Sin embargo, si el panel es muy esbelto (figura 2-c), podrían aparecer fenómenos de pandeo local previos a la plastificación. La mayoría de casos prácticos se encuentran acotados entre dos extremos opuestos de diseño (figura 2-b). En el terreno de esta transición, se puede observar un pandeo local de la chapa de alma conjuntamente con una deformación plástica en la misma.

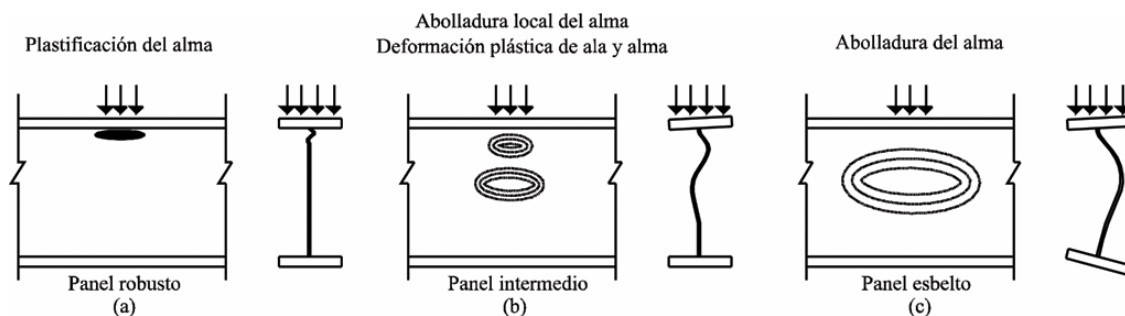


Figura 2. Introducción de cargas concentradas. Extremos opuestos de diseño.

Si se grafica la resistencia última de las vigas F_u (normalizada a la resistencia plástica F_y) en función de la esbeltez del panel de alma h_w/t_w (suponiendo que no existen rigidizadores transversales, o que se encuentran suficientemente alejados una cierta distancia a), la curva que se obtiene es similar a la de otros problemas de inestabilidad (figura 3). En esta curva, se aprecia un límite superior $F_u/F_y=1,0$ que corresponde a la plastificación total cuando el panel es muy robusto (esbelteces que suelen tener valores $h_w/t_w < 80$) y un límite inferior que corresponde a la carga crítica de inestabilidad para un elemento comprimido (vigas muy esbeltas con valores de $h_w/t_w > 250$).

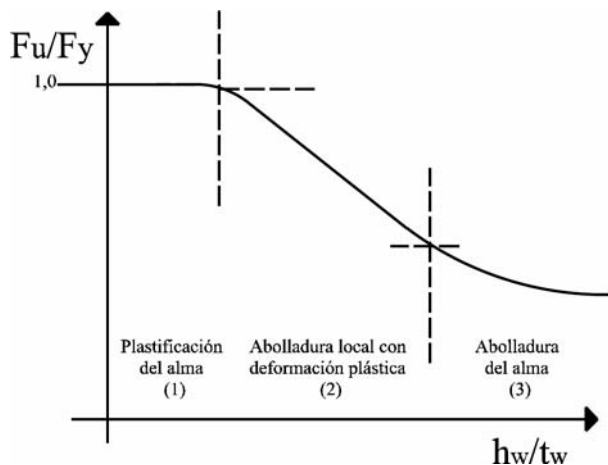


Figura 3. Influencia de la variación de esbeltez h_w/t_w sobre el modo de fallo de vigas armadas sometidas a cargas concentradas.

A lo largo de las últimas décadas, se han propuesto numerosos modelos mecánicos que intentan reproducir el fenómeno y así predecir las resistencias últimas de las vigas armadas. Todos los modelos, en mayor o menor medida tienen en cuenta la geometría y las propiedades mecánicas de los materiales. Es importante definir cuales son esos parámetros geométricos y mecánicos que influyen en la resistencia última de las vigas armadas sometidas a cargas concentradas. En la figura 4 se indican ambas características así como las condiciones estáticas adicionales que se contemplan en las diferentes normativas. Con el objetivo de uniformizar las expresiones planteadas en el presente artículo, se define una nomenclatura común. En el apartado 3 referente a las normativas, se utiliza dicha nomenclatura a pesar de que la misma difiere entre cada una de las guías de diseño.

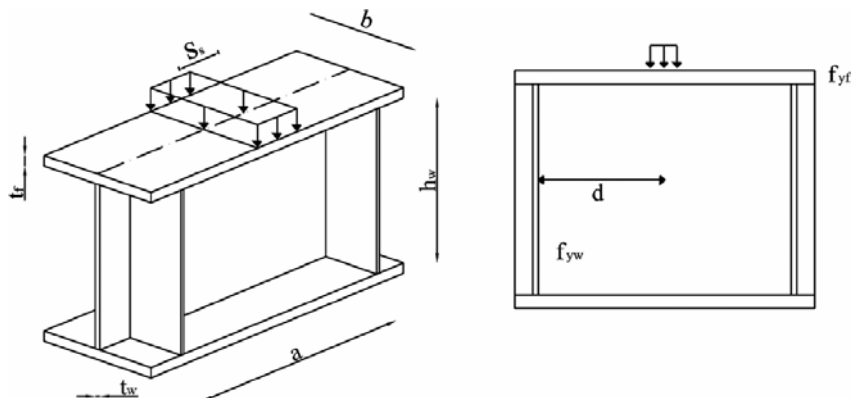


Figura 4. Parámetros que influyen en el cálculo de la resistencia última de vigas armadas sometidas a cargas concentradas.

3. NORMATIVA ACTUAL

Como se explica anteriormente, la introducción de cargas concentradas en vigas armadas ha sido estudiada profusamente en las últimas décadas. Las normativas relacionadas con el cálculo y diseño de estructuras metálicas actualmente implementadas a nivel mundial incluyen una verificación relacionada con diferentes formas de introducción de cargas concentradas. Sin embargo, algunas de las expresiones de diseño recogidas en las diferentes normativas difieren cualitativamente en los modelos mecánicos en los cuales se basan. A pesar de ello, algunos de los resultados que se obtienen a nivel cualitativo son similares. A continuación se presentan las expresiones de diseño implementadas en las normativas más relevantes a nivel mundial.

El alcance de la presente investigación se limita a la introducción “simple” de carga entre rigidizadores transversales de una viga armada separados una cierta distancia a . En general, las normativas incluyen además expresiones de diseño para cargas concentradas “dobles” y para cargas concentradas en el borde un panel de viga armada que no se comparan en el presente artículo. Todas las normativas presentan diferentes expresiones para el cálculo de la resistencia de vigas armadas sometidas a cargas concentradas para cada una de las situaciones de las figuras 2 y 3, y así, la resistencia de diseño vendrá dada por el menor valor obtenido. Con el objeto de uniformizar las expresiones en el presente artículo, se define una nomenclatura común. F_{Rd1} corresponde a la resistencia por plastificación, F_{Rd2} corresponde a la resistencia por pandeo local de la chapa de alma y F_{Rd3} a la carga crítica de inestabilidad. Por otra parte, y con el fin de evitar conversiones sucesivas, en las expresiones se mantiene el sistema de unidades correspondiente a cada normativa.

3.1 Norma SIA-161 (Suiza)

Según las reglas SIA 161/1979 *Constructions métalliques* [7], la resistencia última de una viga armada ante una carga concentrada viene dada por el menor valor obtenido a partir de las expresiones (1) y (2). La expresión (1) atiende a criterios de plastificación (figura 2-a) y la expresión (2) atiende a criterios de pandeo local (figura 2-b).

$$F_{Rd1} = (s_s + 10 \cdot t_f) t_w \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}} \quad (1)$$

$$F_{Rd2} = \frac{1}{\gamma_{M1}} 0,5 t_w^2 \cdot f_y \cdot \sqrt{\frac{E t_f}{f_y \cdot t_w}} \cdot \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \quad (2)$$

El principio de dichas relaciones fue establecido por el grupo de trabajo TWG 8.3 [8] durante las décadas de los setenta y ochenta.

El criterio relativo a la plastificación se basa en la resistencia mecánica a compresión simple de la longitud de alma cargada en la dirección vertical. La plastificación ocurre en una longitud de reparto que depende del espesor del ala y de la longitud de apoyo rígido tal y como se muestra en la figura 5. La pendiente de distribución de carga a través del ala que considera la norma es de 5:1.

El criterio relativo a la inestabilidad se basa en las hipótesis propuestas por von Karman, en 1932 [9]. La tensión crítica de un panel uniformemente cargado debe ser menor o igual al límite elástico. Esta hipótesis relaciona la resistencia última debida a la plastificación del panel con la carga crítica del mismo según las expresiones (3) y (4).

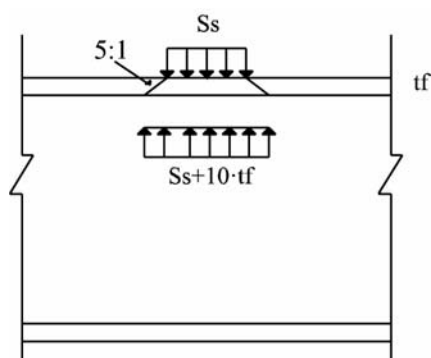


Figura 5. Longitud de reparto de las tensiones verticales en el alma.

$$F_{Rd2} = \sqrt{F_{Rd1} \cdot F_{cr}} \quad (3)$$

$$F_{cr} = k_f \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^3}{h_w} \quad (4)$$

En la expresión (2) aparecen los factores β , los cuales tienen en cuenta algunas consideraciones geométricas adicionales tales como:

β_1 , esbeltez del ala

$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{b}{10 \cdot t_f}} \leq 1,25 \quad (5)$$

La expresión (2) es válida solamente para valores de ancho del ala inferiores a $25 \cdot t_f$, el valor de β_1 limita la expresión.

β_2 , esbeltez del alma

$$\beta_2 = \sqrt{\frac{60 \cdot t_w}{h_w}} \geq 1,0 \quad (6)$$

Si se incrementa la esbeltez del alma, la influencia de este valor disminuye. Para esbelteces bajas, la onda se desarrolla a todo lo largo del canto de la pieza, mientras que para esbelteces altas, aparece una inestabilidad local en la parte superior de la altura libre. La transición entre estos dos modos suele ocurrir para valores de esbeltez del alma comprendidos entre 60 y 80.

β_3 , longitud de aplicación de la carga s_s

$$\beta_3 = 1 + \frac{s_s}{h_w} \leq 1,5 \quad (7)$$

Este coeficiente incrementa el valor de resistencia última con la longitud cargada. El rango de valores esta limitado por una carga puntual ($s_s=0$, $\beta_3=1,0$) o una carga distribuida en una longitud aproximada de $0,5 \cdot (H_w)$.

β_4 , efecto de las tensiones longitudinales de compresión

$$\beta_4 = 1,5 - \frac{\sigma_{x,Ed} \gamma_{M1}}{f_{yw}} \leq 1,0 \quad (8)$$

El efecto de las tensiones longitudinales de compresión debidas a la sollicitación global puede ser significativo cuando existe una considerable interacción flexión-carga concentrada. Si la tensión longitudinal calculada alcanza el valor del límite elástico del material ($\sigma_{x,Ed} \gamma_{M1} = f_{yw}$), el valor de β_4 pasa a ser 0,50, lo que equivale a un 50% de la resistencia en el caso de que el alma no se encuentre plastificada.

3.2 BS5400 (Reino Unido)

La resistencia última de secciones de vigas armadas sometidas a cargas concentradas según la *British Standard BS5400-Part.3* [10] viene dada por la menor de dos formas de agotamiento, plastificación total del alma en una longitud eficaz (9), o pandeo local del panel de alma. Como primera verificación, se presenta la expresión que corresponde a plastificación del alma:

$$F_{Rd1} = \left(S_s \cdot t_w \cdot f_{yw} + 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{f_{yf} \cdot f_{yw} \cdot b_f \cdot t_w} \right) \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_x}{f_{yw}} \right)^2} \quad (9)$$

Por otra parte, se debe verificar el pandeo local (Figura 2-b). Esta expresión se basa en los trabajos de Roberts y Rockey [11] e incluye igualmente un coeficiente reductor que contempla el efecto de la flexión concomitante.

$$F_{Rd2} = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw} \cdot \frac{t_f}{t_w}} \cdot \left[1 + 3 \frac{S_s}{h_w} \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_x}{f_{yw}} \right)^2} \quad (10)$$

Si las vigas se encuentran rigidizadas longitudinalmente, BS5400 propone un coeficiente amplificador directamente relacionado con la posición del rigidizador longitudinal en el alma.

$$f_s = 1,28 - 0,7 \cdot \frac{b_1}{h_w} \quad (11)$$

Este coeficiente es válido en el rango $0,1 < b_1/h_w < 0,4$ y fue propuesto por Markovic y Hajdin [12].

3.3 LFRD. Load and Factor Resistance Design (U.S.A).**Norma Covenin-Mindur 1618-98 (Venezuela)**

En el caso particular de verificación de resistencia de vigas armadas sometidas a cargas concentradas, los criterios utilizados tanto en el AISC-LFRD como en las normas venezolanas Covenin-Mindur son similares. La única diferencia existente radica en el sistema métrico de unidades usado en la norma venezolana, lo que conlleva que los coeficientes de calibración cambien entre las expresiones equivalentes.

Como primera verificación, ambas normas proponen una expresión de cálculo de la resistencia del alma atendiendo a criterios de plastificación. Siendo en este caso la longitud de reparto la suma entre la longitud de apoyo rígido y un factor igual a $5 \cdot t_f$, éste último obtenido por Graham et al. [13] en los años cincuenta de acuerdo al mismo principio de la figura 5, pero en este caso con una pendiente 2,5:1, por lo

que esta longitud cargada es inferior a la que presenta la normativa suiza. Asimismo, Duerr [14] presenta una amplia descripción de tales afirmaciones.

$$F_{Rd1} = \phi \cdot (s_s + 5 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot f_{yw} \quad (12)$$

Sin embargo, la contribución adicional del espesor del ala se ve reducida ligeramente si la carga se aplica a una distancia del extremo de la viga (d , en figura 4) inferior a su canto (h_w).

$$F_{Rd1} = \phi \cdot (s_s + 2,5 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot f_{yw} \quad (13)$$

Para ambos casos, el factor de reducción de la resistencia $\Phi=1,0$.

Como segunda verificación, las normativas proponen las expresiones (14), (15) y (16). En este caso, el factor de reducción de la resistencia es $\Phi=0,75$. La expresión (14) es válida solo cuando la carga concentrada se aplica a una distancia d mayor a $0,5 \cdot h_w$.

$$F_{Rd2} = \phi \cdot 0,80 \cdot t_w^2 \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{s_s}{h_w + 2 \cdot t_f} \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{0,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (14)$$

Si la distancia d es menor a $0,5 \cdot h_w$, la expresión depende de la longitud de aplicación de carga, que se refleja en el término que se encuentra entre corchetes en las relaciones (15) y (16).

$$F_{Rd2} = \phi \cdot 0,40 \cdot t_w^2 \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{s_s}{h_w + 2 \cdot t_f} \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{0,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (15)$$

$$F_{Rd2} = \phi \cdot 0,40 \cdot t_w^2 \left[1 + \left(4 \cdot \frac{s_s}{h_w + 2 \cdot t_f} - 0,2 \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{0,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (16)$$

Estas expresiones se basan en los trabajos presentados por Elgaaly en la Universidad de Maine en la década de los ochenta [15,16]. En su investigación, Elgaaly recopila los modelos teóricos, empíricos y semi empíricos presentados hasta el momento y los compara con los ensayos disponibles. Finalmente, Elgaaly concluye que la expresión de Roberts y Rockey, con ligeras modificaciones, es la que se acerca más a los resultados experimentales para el caso de pandeo local de la chapa de alma con deformación plástica. Según el mismo autor, el coeficiente 0,80 que aparece en (14) lo propone Galambos [17] al realizar calibraciones estadísticas. Por otra parte, en el mismo trabajo se concluye que los resultados arrojados por la expresión (13) sobreestimaban la capacidad última de las vigas sometidas a cargas concentradas cuando se comparaban con los ensayos disponibles. Sin embargo, cabe destacar que en ese momento no se disponía de información relativa a ensayos en vigas muy robustas, para las cuales el fallo de la viga atendiese a la plastificación total.

Finalmente, se presenta una verificación adicional para el caso en el cual el movimiento relativo entre las alas en el punto de aplicación de la carga concentrada está permitido. En este caso, la viga puede fallar por pandeo del alma acompañado de torsión del ala traccionada (figura 2-c). La verificación es diferente para el caso en el cual las alas presenten una rotación impedida (17) o permitida (18). Para ambos casos, el factor $\Phi=0,85$.

$$F_{Rd3} = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h_w^2} \left[1 + 0,4 \left(\frac{h_w/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad \text{si} \quad \left(\frac{h_w/t_w}{l/b_f} \right) \leq 2,3 \quad (17)$$

$$F_{Rd3} = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h_w^2} \left[0,4 \left(\frac{h_w/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad \text{si} \quad \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right) \leq 1,7 \quad (18)$$

Siendo $C_r=960000$ ksi ($66,2 \times 10^6$ Kgf/cm²) y l , la longitud no arriostrada entre alas. Ambas expresiones presentan unos límites a partir de los cuales, el alma no es susceptible a abollar. Dichas expresiones fueron presentadas por Summers y Yura [18]. Estos investigadores concluyen que el efecto dominante que conlleva a este fallo es la interacción entre la flexión global y la carga aplicada vertical. Los modelos fueron derivados por análisis basados en el método de los elementos finitos y concluyen que el elemento comprimido que se debe considerar tiene un ancho igual al canto de la viga.

3.4 EN1993-1-5 (Eurocódigo 3)

En las primeras versiones de la normativa europea para el cálculo de estructuras metálicas ENV 1993-1-1 [19], la resistencia de un alma no rigidizada a las cargas puntuales aplicadas en su plano perpendicularmente a las alas, estaba regida por la menor de las siguientes formas de agotamiento:

- Aplastamiento del alma en la zona inmediata al ala, acompañado de una deformación plástica.
- Pandeo localizado en el alma y aplastamiento de la misma en la zona inmediata al ala, acompañado de una deformación plástica.
- Pandeo del alma a lo largo del canto de la pieza.

Actualmente, en EN1993-1-1 [20] no se hace referencia a las cargas concentradas en vigas armadas ya que éstas se estudian en la versión actual de Eurocódigo 3 utilizada en el diseño de estructuras metálicas de chapa, EN1993-1-5 [21]. La verificación de la resistencia de vigas armadas sometidas a cargas concentradas se basa en la filosofía de diseño χ - λ , común a otras verificaciones que tienen en cuenta fenómenos acoplados de plastificación e inestabilidad (flexión, cortante, cargas concentradas, etc.). La filosofía de diseño χ - λ relaciona la esbeltez adimensional λ (19) con el coeficiente de reducción de resistencia χ_F (20) para el modo de pandeo considerado. La esbeltez adimensional relaciona la resistencia plástica de la pieza con la carga crítica y para el caso concreto de la resistencia de vigas armadas sometidas a cargas concentradas, χ_F se basa en una modificación de la expresión de redistribución de tensiones en el rango post-crítico de von Karman.

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (19)$$

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_f} \leq 1,0 \quad (20)$$

La carga crítica F_{cr} depende de las condiciones geométricas y estáticas del panel cargado y se reflejan en la expresión (21) y en el coeficiente k_f .

$$F_{cr} = k_f \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^3}{h_w} \quad (21)$$

La armonización de la filosofía χ - λ para el caso de la resistencia a cargas concentradas se basa en una simplificación de la formulación presentada por Lagerqvist y Johansson en la cual se utiliza un modelo mecánico de cuatro rótulas plásticas para la definición la resistencia plástica F_y . El modelo se presenta en la figura 6, y corresponde al caso de carga concentradas sobre una de las alas en el centro de un panel. Este modelo incluye, por un lado, la posible plastificación de una zona del alma sometida a la carga y, por otro, incluye coeficientes de reducción de la resistencia debido a los posibles fenómenos de inestabilidad.

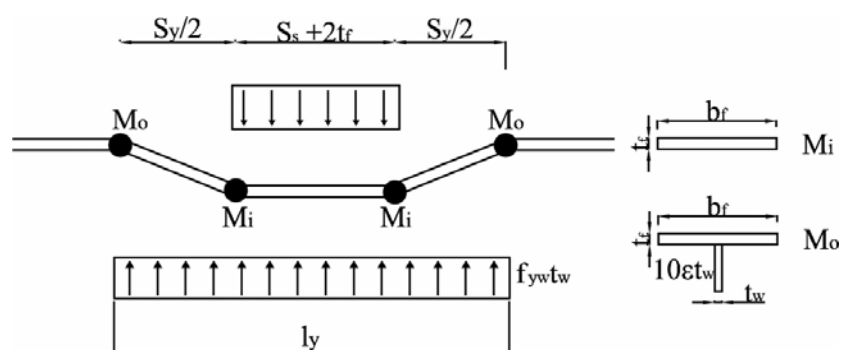


Figura 6. Modelo de cuatro rótulas plásticas.

El cálculo de la longitud cargada susceptible de plastificación en el alma l_y se plantea a partir de ciertas suposiciones. Dentro de las hipótesis que se hacen al realizar la formulación, se encuentra el hecho de que para el cálculo de los momentos plásticos externos M_o sólo se tiene en cuenta la aportación de las alas, mientras que para el cálculo de los momentos plásticos M_i una parte del alma contribuye a la resistencia. Aplicando el principio de los trabajos virtuales al modelo de la figura 6 (el cual se basa en análisis límite en primer orden), puede determinarse el valor de S_y , el cual sumado al valor de $S_s + 2t_r$, que representa la longitud cargada en el alma, arroja como resultado el valor total de l_y , longitud cargada eficaz, la cual depende, entre otros factores, de los límites elásticos del acero de alas y alma (f_{yf} y f_{yw}), y adicionalmente de la geometría de la viga (S_s , b_f , t_w , h_w , t_r).

La resistencia última de un panel de una viga armada sometido a cargas concentradas viene dada por la expresión (22):

$$F_{Rd} = \frac{\chi_F \cdot F_y}{\gamma_{M1}} = \frac{\chi_F \cdot f_{yw} \cdot l_y \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \quad (22)$$

y la expresión que permite calcular la longitud l_y viene dada por (23):

$$I_y = S_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} + 0.02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2} \right) \quad (23)$$

El modelo completo fue contrastado por Lagerqvist y Johansson con 331 ensayos disponibles, los cuales cubrían un amplio rango de variación entre los parámetros de interés. Posteriormente, en su implementación en EN1993-1-5, algunos coeficientes fueron simplificados por efectos prácticos.

Finalmente, Graciano y Johansson propusieron un modelo que contempla las ventajas adicionales de la rigidización longitudinal. La rigidización longitudinal es ampliamente utilizada para mejorar las prestaciones de las vigas armadas a flexión. Además, la influencia de dichos rigidizadores en la resistencia última de las vigas ante las cargas concentradas es positiva, ya que la incrementa significativamente. Dicha influencia se incluye a través del coeficiente de pandeo local k_f , el cual varía en función de la rigidez a flexión y a torsión del rigidizador longitudinal. Si el rigidizador es muy robusto, se puede conseguir una línea de deformación nula (Figura 7-a), sin embargo, si el rigidizador es muy flexible, se observará un pandeo generalizado en el alma (Figura 7-d). Entre ambos extremos existirá una transición en la cual se observa la combinación de modos (Figuras 7-b y 7-c).

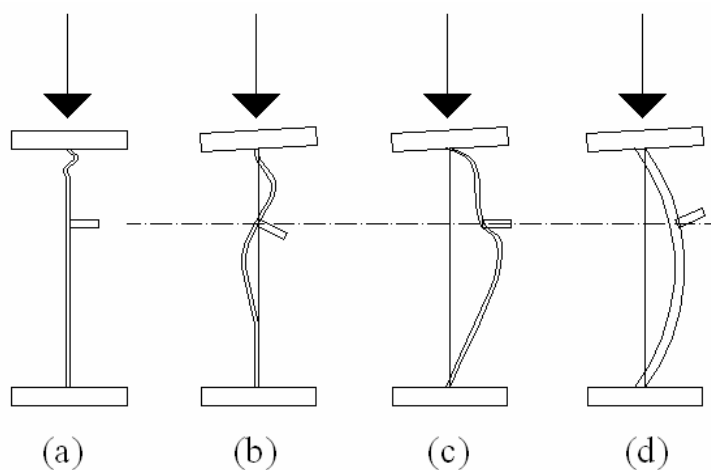


Figura 7. Diferentes modos de fallo para paneles rigidizados longitudinalmente. Graciano y Johansson [6]

La consideración de la rigidización longitudinal en las verificaciones de resistencia ante cargas concentradas representa una ventaja sustancial con respecto a otras normativas. Asimismo, dicha consideración es bastante directa, ya que la filosofía χ - λ permanece intacta, y solo se modifica el coeficiente de pandeo de chapa k_f .

4. COMPARACIÓN ENTRE LAS NORMATIVAS

Con el objetivo de valorar las formulaciones actuales descritas en el apartado anterior, se presenta una comparación cuantitativa de las expresiones de diseño descritas a partir de una base de datos experimentales ampliamente documentada en la literatura. Con el objetivo de presentar resultados concisos, se escogen 10 vigas de las documentadas en la literatura. Sin embargo, merece la pena resaltar los trabajos [5,6] donde se recogen alrededor de 450 resultados experimentales de ensayos sobre vigas armadas rigidizadas o no rigidizadas sometidas a cargas concentradas. La base de datos recogida por

dichos autores cubre un rango bastante amplio y a partir de ella se pueden derivar numerosos estudios. En el presente trabajo, se escogen vigas con espesores de alma entre aproximadamente 1 y 10 milímetros, ya que éste, junto con el límite elástico del alma, se consideran los parámetros que influyen de manera más fundamental en los modos de fallo presentados en la figura 2 y 3. Si bien se puede argumentar que dicha muestra no es representativa, se indica que es totalmente arbitraria, y atiende a la búsqueda de diferentes esbelteces del panel de alma. No se pretende realizar una evaluación estadística rigurosa de las normativas con esta muestra.

Las geometrías escogidas se resumen en la tabla 1. Los nombres de las vigas corresponden a los presentados por Lagerqvist y Johansson, los cuales a su vez recopilan a partir de publicaciones hechas por otros autores. Las vigas no se han escogido con el objetivo de comparar resultados entre sí. Se observa que existen divergencias sustanciales en los diferentes parámetros geométricos y estáticos, lo que hace que las comparaciones no sean estrictas. Sin embargo, dicha elección ilustra el hecho de que en líneas generales, conforme se aumenta el espesor de alma t_w , aumenta la capacidad resistente de la viga F_u .

Tabla 1. Datos relativos a la muestra escogida entre 330 ensayos recopilados por Lagerqvist y Johansson [5].

Viga en [5]	h_w (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	a (mm)	f_{tw} (N/mm ²)	f_{tf} (N/mm ²)	S_x (mm)	F_u (kN)
227	500	149	0,99	3,05	600	192	221	50	8,45
238	750	149	2,12	3,05	600	224	221	50	30,00
241	750	149	3,05	3,05	600	221	221	50	67,39
213	450	49,3	3,97	10,00	450	257	267	60	136,00
247	830	200	4,90	10,00	3150	422	355	170	250,00
304	500	150	6,00	10,05	500	253	250	50	378,00
331	428,8	153,9	7,72	11,04	717	331	331	180	556,00
320	173,6	203,6	7,80	11,30	1000	542	512	10	740,00
334	505,1	168,8	8,92	13,37	840	399	399	213	1032,00
300	500	150	9,95	10,05	500	247	250	100	787,00

Aplicando las diferentes expresiones presentadas en el apartado 3, se obtienen los siguientes valores de predicción de carga última según los diferentes criterios. En cada caso, se debe adoptar el valor menor entre los obtenidos, los cuales se presentan en la tabla de manera resaltada en gris. Nótese que curiosamente, según la normativa suiza y británica, la inestabilidad local parece ser el modo de fallo adecuado para la mayoría de los casos, mientras que contrariamente, las normativas americana y venezolana predicen un fallo por plastificación total del alma. Por otra parte, y al presentar una metodología unificada, la normativa europea predice un único valor.

Tabla 2. Valores de carga última obtenidos según las diferentes normativas.

Viga	F_u (kN)	SA 161		BS5950		AISC-Covenin Mindur		EN1993-1-5
		F_{Ed1}	F_{Ed2}	F_{Ed1}	F_{Ed3}	F_{Ed1}	F_{Ed2}	F_{Ed}
227	8,45	15,30	7,51	24,77	5,76	12,40	9,58	5,31
238	30,00	38,23	24,65	47,87	20,63	30,99	32,32	26,71
241	67,39	54,26	42,25	62,44	38,02	43,98	56,96	54,73
213	136,00	163,25	87,26	134,51	101,08	112,23	171,08	110,13
247	250,00	558,31	231,32	593,86	195,47	454,92	343,88	196,11
304	378,00	228,46	206,45	227,55	193,30	152,18	311,47	245,56
331	556,00	742,06	476,37	711,87	515,88	601,01	891,98	558,37
320	740,00	519,99	785,88	516,71	429,34	281,14	660,37	692,28
334	1032,00	1283,93	691,62	1172,09	753,20	996,01	1325,07	820,70
300	787,00	492,76	519,29	438,73	570,08	369,26	845,91	602,92

Si se comparan las predicciones de carga última según las diferentes normativas con los resultados experimentales obtenidos por los diferentes autores a partir del cociente F_u/F_{Rd} , se pueden extraer varias conclusiones. En la tabla 3 se presenta dicho cociente según las diferentes normativas, indicándose un color diferente para los casos en los cuales el valor experimental resulta inferior al valor calculado, saliendo así fuera del rango seguro. En primer lugar, se observa que los cocientes obtenidos tanto con la formulación europea como con las formulaciones suiza y británica, arrojan valores de lado de la seguridad para todas las 10 vigas en estudio, sin embargo, las normativas suiza y británica arrojan resultados más conservadores que la europea para la mayoría de casos. En segundo lugar, se observa que las normas venezolana y americana sobrestiman la resistencia última para el 40% de los casos, dejando la resistencia del lado de la inseguridad.

Finalmente, en la figura 8 se observa dicho cociente para todos los casos. En este caso se incluye una línea horizontal de referencia en el valor ideal $F_u/F_{Rd}=1,0$. La mayoría de los casos se encuentran sobre esta recta (del lado de la seguridad). Sin embargo, como ya se ha mencionado anteriormente, algunos arrojan resultados ligeramente inseguros.

La recta $F_u/F_{Rd}=1,0$ se podría idealizar de la manera $y=1$, en el lenguaje matemático que se suele utilizar en ingeniería. Si se agregan líneas de tendencia para cada una de las series de valores, se esperaría obtener rectas de la forma $y=m \cdot x + b$, en las cuales m , representa la pendiente y b representa el corte con el eje vertical y . Se intuye que conforme más pequeña es la pendiente m , menos dispersión presentan los valores, y por tanto, más estable es la tendencia y mientras más cercano es el corte b al valor de 1,0 (acercándose claro está, por la parte superior) los resultados se corresponden de manera más ajustada a la realidad. En este caso, la relación $(b_{recta}-1,0)$, representa el margen de seguridad. En la tabla 4, se presentan las ecuaciones de la forma $y=m \cdot x + b$ de las líneas de tendencia de las series de datos de la tabla 3.

Los valores obtenidos de m para la normativa americana (y venezolana) resultan muy superiores a los obtenidos con las normativas suiza, británica y europea. Asimismo, el valor de b para todas las normas confirma los resultados observados en la tabla 3. En cualquier caso, se debe aclarar que existen matices que se deben estudiar en detalle para presentar de manera más rigurosa tales afirmaciones ya que el presente estudio solo pretender ilustrar las inconsistencias observadas para tal verificación.

Tabla 3. Comparación de resultados obtenidos.

Viga	SIA 161	BS 5950	AISC-Covenin Mind ur	EN1993-1-5
227	1,13	1,47	0,88	1,59
238	1,22	1,45	0,97	1,12
241	1,60	1,77	1,53	1,23
213	1,56	1,35	1,21	1,23
247	1,08	1,28	0,73	1,27
304	1,83	1,96	2,48	1,54
331	1,17	1,08	0,93	1,00
320	1,42	1,72	2,63	1,07
334	1,49	1,37	1,04	1,26
300	1,60	1,79	2,13	1,31

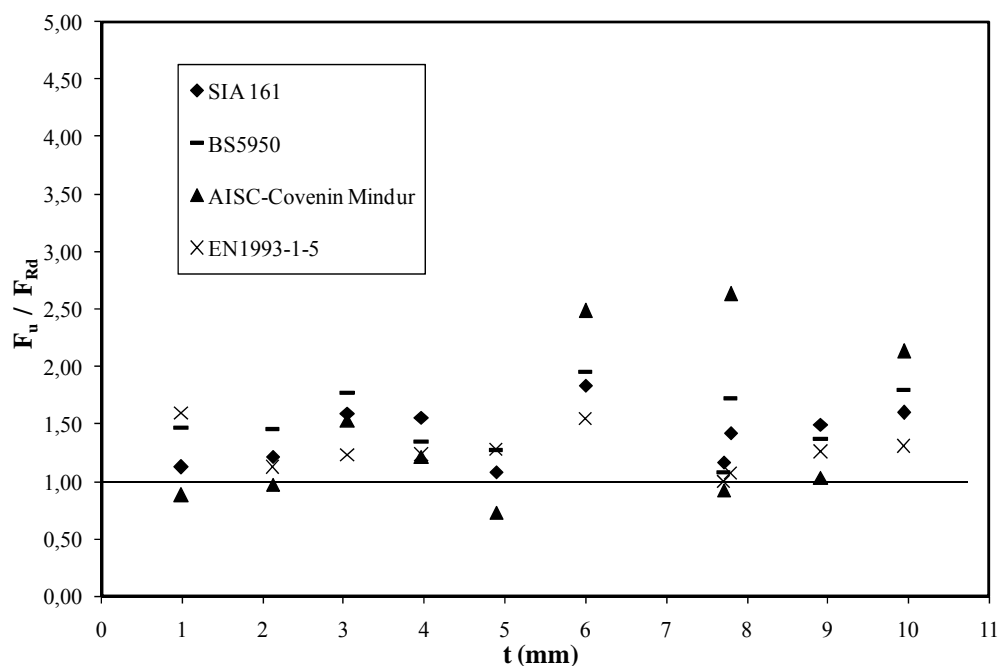


Figura 8. Valores experimentales versus teóricos según las diferentes normativas.

Tabla 4. Ecuación de las líneas de tendencia.

Norma	Ecuación	m	b	b-1,0
SIA 161	$y=0,03 \cdot x+1,26$	0,03	1,26	0,26
BS5950	$y=0,01 \cdot x+1,48$	0,01	1,48	0,48
AISC-Covenin Mindur	$y=0,10 \cdot x+0,88$	0,1	0,88	-0,12
EN1993-1-5	$y=0,02 \cdot x+1,37$	-0,02	1,37	0,37

5. CONCLUSIONES

En este artículo se exponen los diferentes modelos que se encuentran en las normativas americana, venezolana, británica, suiza y europea para la determinación de la resistencia de vigas metálicas sometidas a cargas concentradas. Las cargas concentradas en secciones no rigidizadas de vigas metálicas han sido estudiadas desde las década de los sesenta en Europa y Norteamérica. Dichos estudios han sido la base teórica y experimental que ha llevado a los diferentes países a implementar expresiones de diseño seguras y fiables en la predicción de la resistencia. Por otra parte, muchos de estos estudios contienen profusas bases de datos experimentales y numéricas de las cuales se siguen derivando conclusiones.

Se ha observado que la verificación de la resistencia de las vigas metálicas sometidas a cargas concentradas según las diferentes normativas a nivel mundial difiere ligeramente tanto en los modelos teóricos en las cuales se basan, como en los resultados finales de las predicciones que arrojan cada una de ellas. Para la determinación de la carga última de agotamiento de las vigas sometidas a cargas concentradas, las diferentes normativas plantean la necesidad de verificar dos casos conceptualmente diferentes. 1. Plastificación del alma en la zona próxima a la carga concentrada, 2. Pandeo local de la chapa del alma con deformación plástica. Las expresiones de diseño implementadas en las normativas

suiza, británica y americana se basan en expresiones semi-empíricas calibradas con la experimentación mientras que la normativa europea se basa en una formulación unificada, que incluye fenómenos de inestabilidad, y que se basa en un modelo mecánico de comportamiento.

Con el fin de comparar las expresiones implementadas en las diferentes normativas, se utilizó una muestra arbitraria de 10 ensayos de vigas sometidas a cargas concentradas recogidas en la literatura. Se obtuvieron los diferentes valores de cargas de agotamiento y se compararon con los valores obtenidos experimentalmente. Los valores obtenidos invitan a estudiar la situación en detalle. Curiosamente, según la normativa suiza y británica, la inestabilidad local parece ser el modo de fallo adecuado para la mayoría de los casos, mientras que contrariamente, las normativas americana y venezolana predicen un fallo por plastificación total del alma. A pesar de que en algunos casos los valores de resistencia resultan similares, dicha situación parece inconsistente a nivel teórico. Cabe destacar que en la metodología europea no se observan tales ambigüedades ya que se define una función de resistencia única según la filosofía unificada χ - λ , común a otras solicitaciones donde la estructura sea susceptible a algún tipo de inestabilidad. Finalmente se observa que en algunos casos la predicción de la resistencia de acuerdo con la normativa americana y venezolana arroja valores inferiores a los valores de resistencia obtenidos experimentalmente para las vigas analizadas. Se considera que una evaluación estadística de la normativa más rigurosa a partir de los datos experimentales encontrados en la literatura podría clarificar las anomalías observadas y eventualmente, dar pistas sobre su eventual corrección.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Educación y Ciencia de España, la subvención concedida al proyecto de investigación BIA-2004-04673, proyecto en el que se enmarca este trabajo. Asimismo, el primer autor agradece la beca de formación de personal investigador FPI que recibe del Ministerio de Educación y Ciencia de España.

7. REFERENCIAS

1. Gómez M., Lebet J-P., Beylouné R., Launching of the Vaux Viaduct. Structures Engineering International. 1. 2000
2. Millanes F., Pascual J., Ortega M., Viaducto Arroyo las Piedras Primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas. Hormigón y Acero, 243 1er trimestre. 2007
3. Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límite. Covenin- Mindur 1618-98. 1998
4. AISC. Load and resistance factor design specification for structural steel buildings. 3rd Ed., Chicago. 2002
5. Lagerqvist O. and Johansson B., Resistance of I-girders to concentrated loads, Journal of Constructional Steel Research, 39(2), 87-119, 1996
6. Graciano C, Johansson B. Resistance of longitudinally stiffened I-girders subjected to concentrated loads. Journal of Constructional steel research. 59(5):561-86. 2003
7. Société Suisse des ingénieurs et des architectes SIA161. Constructions métalliques. 1990

8. ECCS/TWG8.3- Behaviour and design of Steel Plated Structures, Edited by P. Dubas and E. Gehri. Publication. ECCS n°44. 1986
9. Von Karman Th., Sechler E.E., Donnell L.H. The strength of thin plates in compression. Transactions. ASME 54. Applied mechanics, APM-54-5,53-57. 1932
10. BS5400. Steel, concrete and composite bridges. Part-3. Code of practice for design of steel bridges. 1982
11. Robert T.M., Rockey K.C., A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, 67, 155-175. 1979
12. Markovic N and Hajdin N., A contribution to the analysis of the behaviour of plate girders subjected to patch loading, Journal of Constructional Steel Research, 21, 163-173, 1992
13. Graham J., Sherbourne A., Khabbaz R., Jensen C.. Welded interior beam-to-column connections, AISC, 1959
14. Duerr D. Beam Web Strength under Pairs of Concentrated Compression Loads.