

Puentes de Hormigón con Sección Cajón: Interacción en las Almas Entre el Esfuerzo Cortante y los Momentos de Flexión Transversal

Antonino RECUPERO

Investigador, Profesor Agregado
Universidad de Messina, Italia
antonino.recupero@unime.it

Gabriele FRENI

Ingeniero Civil
Universidad de Messina, Italia
gabrielefreni@hotmail.it

Hugo CORRES PEIRETTI

Catedrático de Universidad
Universidad Politécnica de Madrid, Spain
hcp@fhcor.es

Michele Fabio GRANATA

Post-PhD fellow
Universidad de Palermo, Italia
michelefabio.granata@unipa.it

Marcello ARICI

Profesor Asociado
Universidad de Palermo, Italia
marcello.arici@unipa.it

RESUMEN

En vigas cajón de hormigón, la cantidad y la distribución de armadura en las almas tiene que estimarse no sólo considerándose el análisis longitudinal: cortante, torsión y flexión; sino que también tienen que considerarse efectos locales debidos a las cargas externas y la distorsión de sección la transversal. Este trabajo presenta un modelo analítico que permite tener en cuenta la interacción de todos estos efectos, globales y locales, para la determinación de las armaduras. El modelo se basa en la teoría del campo de tensiones y ha sido comparado con un análisis por elementos finitos. Los resultados muestran cómo el modelo propuesto permite una evaluación de armadura rápida y optimizada.

PALABRAS CLAVES: cajón, hormigón, pretensado, distorsión, campo de tensiones, interacción.

1. Introducción

Las secciones transversales de los puentes a cajón en hormigón pretensado presentan un estado tensional complejo en el que, a los esfuerzos longitudinales de cortante, esfuerzo axial, momento flector y torsión se suman las tensiones que nacen en una sección en pared delgada. En efecto, las consecuencias de la torsión no uniforme (warping-torsion) y de la distorsión debida a las cargas excéntricas transversales, modifican de modo sustancial el estado tensional obtenido por la teoría de Saint-Venant. Además, la flexión transversal debida al efecto pórtico y a la misma distorsión, solicita las almas y las losas de la sección a cajón en dirección transversal.

Además, la flexión transversal debida al efecto pórtico y a la misma distorsión, solicita las almas y las losas de la sección a cajón en dirección transversal. La presencia de tales esfuerzos conduce a una fuerte interacción, sobre todo en las almas de los cajones, donde las armaduras tienen que emplearse al mismo tiempo como "estribos" de la viga empeñados por el cortante y por la torsión (tensiones tangenciales) y como barras longitudinales del alma, a causa de la flexión transversal (tensiones normales en dirección transversal). Descuidar la interacción puede conducir a un mal diseño de armaduras con peligros de fisuraciones de las almas o al ataque ala-alma de los cajones, tal como ha sido evidenciado por algunos autores (Podolny, 1985), [8].

Las almas son el sitio principal de esta fuerte interacción, y la determinación de las armaduras transversales y longitudinales no puede prescindir de esta evidencia. El método clásico para considerar tal interacción ha sido presentado por Menn (1990) [7]; sucesivamente en 1997, Mancini et al. [5] han presentado un modelo analítico de interacción, que se basa en la teoría obtenida a partir de campos de tensiones, Bach et al., 1978, [1]). En este último modelo, debido a la valoración del estado tensional, el alma ha sido considerada elemento como laja - placa. A través de la aplicación del teorema estático de la plasticidad se pueden construir los diagramas de interacción y determinar la cantidad de armaduras transversales y longitudinales al estado límite último. El modelo de 1997 [5] no tiene en cuenta, de modo explícito, el pretensado y las limitaciones de inclinación de los campos de tensión, introducidos por los códigos nacionales e internacionales (Eurocodice 2). Los autores han realizado una modificación del modelo que tiene en cuenta tales limitaciones (Recupero et al., 2016) [11], precisando la contribución del pretensado y la consiguiente modificación de los diagramas de interacción.

En este estudio se presenta la modificación del modelo de interacción y los relativos diagramas en forma gráfica, necesarios para una valoración analítica y rápida de las armaduras en las almas de los cajones. También se presenta una comparación con análisis por elementos finitos de tipo shell, para validar el modelo propuesto. Posteriormente se presentan dos opciones: 1) un método completamente analítico, que tras un análisis de tipo viga con sección en pared delgada (thin-walled) utiliza el modelo propuesto de laja-placa (sandwich) simplificado y los diagramas de interacción trazados sobre la base de tal modelo por la determinación de las armaduras de alma; 2) un método numérico basado sobre análisis en elementos finitos para la determinación de las fuerzas interiores seguido por un modelo sandwich completo para la determinación de las armaduras de alma. Ambas opciones son comparadas y, de esta manera, se determina el grado de aproximación conseguido con el método analítico con respecto del numérico, evidenciando la buena correspondencia de ello y la ventaja de una determinación más fácil de las armaduras, que evita la necesidad de recurrir a análisis numéricos complejos y onerosos desde un punto de vista computacional.

2. Modelo analítico de interacción

El modelo analítico de interacción cortante longitudinal - flexión transversal se basa en la teoría de los campos de tensión en los elementos laja-placa que ha sido propuesta originariamente por Marti (1990) [6] y sucesivamente desarrollada por las almas de los cajones de Mancini et al. (1997) [5]. En la formulación aquí presentada el modelo es extendido a las vigas pretensadas. En el modelo se considera una laja-placa como un panel sandwich dividido en tres capas: dos exteriores donde se concentran las armaduras y la interior que contiene la capa intermedia de hormigón, el que afronta el cortante transversal. Esta última contribución es descuidada por la limitada entidad de las fuerzas de cortante transversal que generalmente solicitan estos elementos, asumiendo suficiente el mecanismo de shear-friction entre las capas de la losa. El espesor de las dos capas externas tiene que ser determinado por la teoría de la plasticidad, aplicando el teorema estático. Si se considera un elemento de alma que tiene un canto Δy a lo largo del alma y extensión Δx en la dirección longitudinal de la viga, se pueden considerar las fuerzas por unidad de ancho, es decir; el momento flector transversal $m^*_x = m/\Delta x$ y el cortante longitudinal $v^*_{xy} = V_{xy}/\Delta y$.

En realidad el valor de cortante longitudinal puede tener en cuenta todas las tensiones tangenciales resultantes de cortante, torsión primaria y secundaria y distorsión del cajón por la relación $V_{xy} = \tau_{xy} b_w \cdot \Delta y$ donde τ_{xy} es la tensión tangencial y b_w el espesor del alma en el tramo de ancho Δy .

El modelo de interacción es definido por un grupo de tres ecuaciones de equilibrio en cada capa del sandwich, donde las tensiones normales y tangenciales (σ_y , τ_{xy}) están en relación entre ellas:

$$\tau_{xy} \leq \rho_x f_{yd} \tan \theta \quad ; \quad \tau_{xy} \leq (\rho_y f_{yd} - \sigma_y) \cot \theta \quad ; \quad \tau_{xy} \leq f_{cd2} \cos \theta \sin \theta = f_{cd2} \left(\frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \right) \quad (1)$$

donde: i) f_{cd2} es la tensión máxima de cálculo del hormigón comprimido; ii) f_{yd} es la tensión máxima de cálculo del acero; iii) ρ_x y ρ_y son los porcentajes de refuerzo en las dos direcciones (x, y); iv) σ_y es la tensión en la dirección y producida por la descomposición del momento m, por fin θ es el valor de la inclinación del campo de tensión del hormigón comprimido (Recupero et al., 2016) [11]. La eventual presencia de σ_x en cada capa del sandwich, producidas por el pretensado, es omitida puesto que en Estado Límite Último (ELU) las almas son ampliamente fisuradas porque en tracción. Eso significa que la tensión tangencial τ_{xy} está limitada por tres condiciones que dependen de la resistencia del hormigón y del límite elástico del acero de armadura en las dos direcciones. La contemporánea satisfacción de las tres condiciones permite la definición y el trazado de diagramas de interacción, que por comodidad se pueden referir a los valores adimensionales del cortante longitudinal y del momento flector transversal:

$$v_{xy} = \frac{V_{xy}}{b_w \Delta y f_{cd2}} \quad ; \quad \mu_x = \frac{m}{b_w^2 \Delta x f_{cd2}} \quad (2)$$

Usando las cuantías mecánicas de armadura transversal como variables junto con la relación entre las armaduras presentes de las dos capas externas, en la forma siguiente:

$$\omega_y = \omega_{y1} + \omega_{y2} = (A_{y1} + A_{y2}) \frac{f_{yd}}{b_w \Delta x f_{cd2}} \quad ; \quad r_y = \frac{\omega_{y1}}{\omega_{y2}} = \frac{A_{y1}}{A_{y2}} \quad (3)$$

donde A_{y1} y A_{y2} son las armaduras transversales por unidades de longitud en las dos capas.

El valor mínimo de porcentaje de armadura que cumple las relaciones de equilibrio debe ser descubierto con un número grande de valores de tentativa y, por los métodos de optimización numérica, es posible localizar las superficies espaciales que conectan tales puntos de armadura mínima.

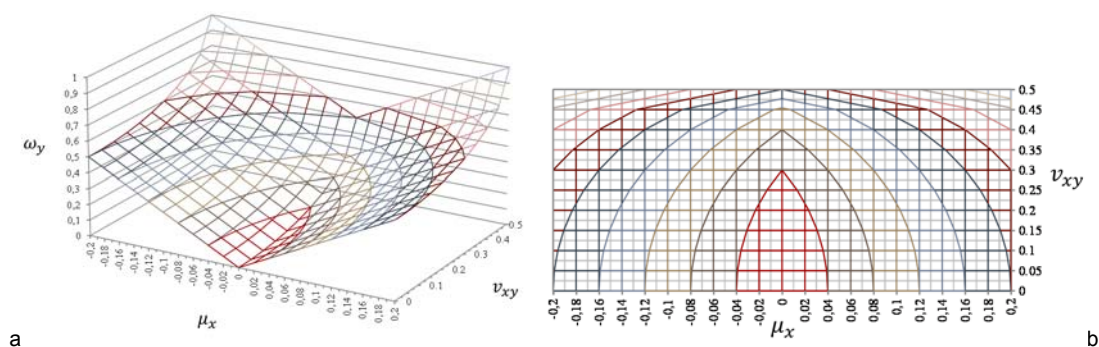


Figura 1. a - Superficie de interacción; b - Diagramas de interacción a $\omega_y = \text{const.}$

Eso significa que cada valor ω_y de armadura mínima en dirección transversal corresponde a un punto de la superficie $\omega_y = \omega_y(\mu_x, v_{xy})$. Las secciones de esta superficie con planos a valor de armadura constante ($\omega_y = \text{constante}$), representan los diagramas de interacción entre momento flector transversal y cortante longitudinal. La figura 1a muestra la función de interacción con $r_y = 1$.

La figura 1b enseña un diagrama en que son reconducidas junto todas las curvas consiguientes por la intersección de la superficie con los planos a armadura ω_y constante.

Después de haber trazado los diagramas de interacción para las armaduras transversales, por los valores del ángulo de inclinación del campo de tensión en el hormigón comprimido y por las dos capas externas del sandwich θ_1 e θ_2 , correspondientes a la solución, es posible también determinar las armaduras longitudinales, manteniendo fijada la relación $r_x = 1$ entre las dos capas:

$$\omega_x = \omega_{x1} + \omega_{x2} = (A_{x1} + A_{x2}) \frac{f_{yd}}{b_w \Delta y f_{cd2}} \quad (4)$$

donde A_{x1} e A_{x2} son las armaduras longitudinales de las dos capas. La superficie obtenida sin embargo es independiente del momento transversal y varía con la variación de ω_x . Luego, es posible dibujar un diagrama de las armaduras longitudinales por la función $v_{xy} = v_{xy}(\omega_x)$, indicada en figura 2.

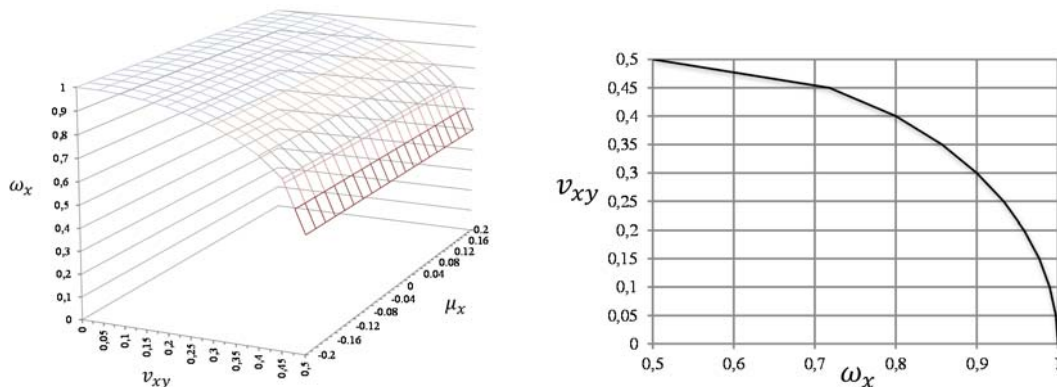


Figura 2. Diagrama de la armadura longitudinal ω_x .

El valor del ángulo de inclinación θ el campo de tensión del hormigón comprimido tiene una influencia fundamental, tanto por la valoración de las armaduras transversales como por las longitudinales. El límite superior de $\cot\theta$ en las ecuaciones (1) es producido por el ángulo del campo de tensión en el hormigón relativo a la primera fisuración, generalmente considerado coincidente con la inclinación del campo de tensiones en la hipótesis de hormigón no reactivo a tracción: $\theta_1 = 45^\circ$. El valor de inclinación que debe ser introducido en el modelo es en cambio aquel a estado límite último, o bien a aquel, siguiente a la primera fisuración, en proximidad de la rotura. Por consiguiente, θ es diferente de θ_1 y ello, generalmente, es considerado en literatura, dentro del intervalo (Walther & Miehlsbradt, 1990) [9]:

$$\theta_1 - 20^\circ \leq \theta \leq \theta_1 + 20^\circ \quad (5)$$

Las normativas internacionales proveen límites absolutos del $\cot\theta$ en lugar de valores relativos a la primera fisuración. Por ejemplo el Eurocodice 2 en la versión de 1993 (CEN) 1993 [2]) sugiere el intervalo:

$$0.5 \leq \cot\theta \leq 2 \Rightarrow 26.56^\circ \leq \theta \leq 63.43^\circ \quad (6)$$

mientras que la última versión del Eurocodice 2 (CEN) 2005 [4]) provee otro intervalo:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \Rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (7)$$

Estos valores se han encontrado imponiendo $\theta_1 = 45^\circ$ aunque esta circunstancia no es siempre

verdadera. En efecto, en las estructuras de hormigón pretensado, donde la presencia de la tensión normal de compresión cambia de modo significativo la inclinación de los campos de tensión, $\theta_1 < 45^\circ$. Por este motivo parece más razonable usar directamente el eq. (5) antes que las ecuaciones (6) o (7), reemplazando a θ_1 el valor real de inclinación de las tensiones principales de compresión en correspondencia de la primera fisuración. En tal modo el intervalo que define los límites se modifica sobre todo con referencia al límite inferior del ángulo θ (o superior de $\cot\theta$).

En el párrafo anterior los diagramas de interacción han sido trazados dejando θ_1 y θ_2 como parámetros libres, es decir, haciéndolos variar sin limitaciones. Desde punto de vista físico este asunto implica que en proximidad de la rotura, las armaduras han superado el límite elástico y que entre los dos bordes de la fisura se ejercita una resistencia infinita a cortante debida al engranamiento de los áridos. Obviamente ésta es una condición límite no realista cuando la abertura de las fisuras es significativa en presencia de bajos valores del ángulo θ , (fuerte presencia de compresión).

Los diagramas de interacción proveen un valor mínimo de armadura que no tiene en cuenta la limitación del ángulo θ expuesto por la eq. (5). Luego, es necesario modificar el diagrama tan determinado por el caso de las estructuras en hormigón pretensado. Si se usa la ecuación (5), el límite superior de θ no es influyente (el diagrama no se altera por valores de $\theta > 45^\circ$) contrariamente a aquel inferior que es determinante. La figura 3 muestra los nuevos diagramas al variar de armadura transversal ω_y y un nuevo diagrama de armadura longitudinal.

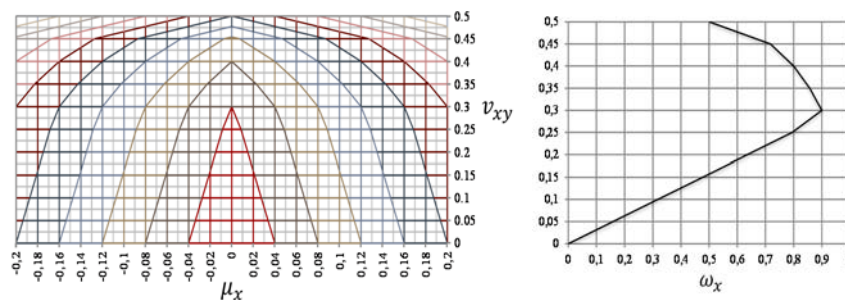


Figura 3. Diagramas de la armadura transversal y longitudinal modificados.

Confrontando la figura 3 con la figura 1, es decir, los diagramas con y sin límites de la inclinación del campo de tensión, se nota inmediatamente que la parte inferior de las curvas que delimitan los diagramas se pone rectilínea hasta a un valor común del cortante adimensional v_{xy} igual a casi 0.3. Este valor está en función justo de los límites impuestos y en particular del límite inferior de θ , mientras que la parte superior del diagrama queda inalterada. Luego el diagrama, trazado ignorando los límites de inclinación del campo de tensión, en figura 1b, siempre es el diagrama envoltorio de todos los diagramas trazados imponiendo un límite inferior a θ .

La armadura que, a paridad de cortante longitudinal y de flexión transversal, se calcula en presencia de los límites impuestos, es siempre mayor que aquella estimada con su eliminación (diagrama de fig. 1). Del punto de vista físico esta circunstancia corresponde a un límite impuesto a la contribución a cortante debido al engranamiento de los áridos y a una mayor cantidad de armadura necesaria a garantizar el equilibrio en las condiciones próximas a la rotura.

La modificación del diagrama tiene que ser efectuada para cada caso individual, ya que ella depende del ángulo de primera fisuración introducido en la ecuación (5), imponiendo como límite inferior de la inclinación el valor $\theta = \theta_1 - 20^\circ$. Cada diagrama es específico de cada caso individual

tomado en examen, es decir de la sección considerada y de su estado de tensión, y define un valor específico de v_{xy} . La figura 4 muestra el diagrama de las armaduras longitudinales por distintos valores de $\cot\theta$ y el cambio correspondiente del diagrama de las armaduras transversales para un caso de ejemplo igual a $v_{xy}=0.25$, o bien, para $\cot\theta=4$. Para utilizar los diagramas basta entrar con la pareja (μ_x, v_{xy}) , y localizar el valor de ω_y que satisface las condiciones de equilibrio de modo que tal pareja de características de sollicitación sea siempre dentro del diagrama correspondiente a aquel valor de armadura transversal. Por el mismo valor de v_{xy} también se encuentra la armadura longitudinal del diagrama (v_{xy}, ω_x) .

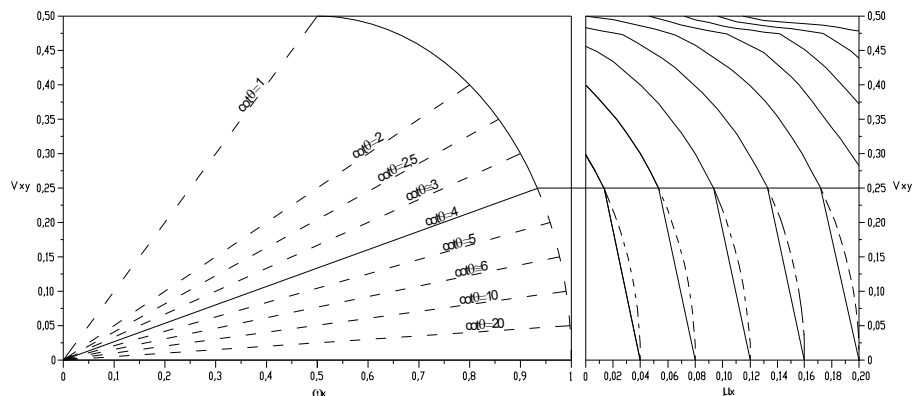


Figura 4. Modificación de los diagramas al variar la inclinación θ .

Una de las ventajas de este modelo es que ello puede ser utilizado para cualquier tipo de hormigón, normal o de alta resistencia, modificando la tensión de compresión f_{cd2} . Para hormigones de alta resistencia, con un comportamiento frágil, es posible poner la condición límite $\theta = \theta_i$, haciendo coincidir la condición de rotura con la de primera fisuración, sin posibilidad de adaptación plástica. Otra ventaja del modelo es que puede aplicarse a cajones unicelulares y multicelulares. En efecto, conociendo el estado de tensión se saca la tensión tangencial debida a las características de sollicitación longitudinal en el alma, además de su flexión transversal. En tal modo siempre se definen los valores de v_{xy} e μ_x que son adimensionales y válidos para cada elemento de alma.

3. Validación del modelo analítico por comparación con análisis por elementos finitos

En esta sección se propone un ejemplo por la comparación de dos métodos alternativos para la determinación de las armaduras de alma en un cajón de puente con esquema estático de viga apoyada en sección constante, con luz de 40 metros.

- 1) Método numérico. El análisis de la viga es efectuado con un modelo por elementos finitos tipo shell para la determinación directa de las tensiones máximas en las almas del cajón en las secciones de mitad luz y de apoyo. Este tipo de elementos permiten la determinación de las tensiones normales debidas a los momentos flectores transversales e incluso de las tensiones tangenciales de cortante y torsión. Para esta aplicación ha sido utilizado el software ASCad32, el cual contiene una sub-rutina de cálculo de las armaduras, basada en el método sandwich completo de Fanti - Mancini del 1997 [10];
- 2) Método analítico. El análisis de la viga es efectuado de un modo clásico con métodos de cálculo de las vigas con secciones en pared delgada que tengan en cuenta el warping-torsion, del warping-distortion y del efecto pórtico, calculando los momentos transversales en las almas y derivando las correspondientes tensiones asociadas con las tensiones tangenciales de cortante y torsión. Se implementa sucesivamente el método sandwich en la

forma simplificada en la sección anterior, utilizando los diagramas de interacción y sacando las armaduras [11] (2016)

Los resultados conseguidos con los dos métodos son comparados, en términos de armaduras transversales en las almas, verificando contextualmente el método analítico a través del método numérico.

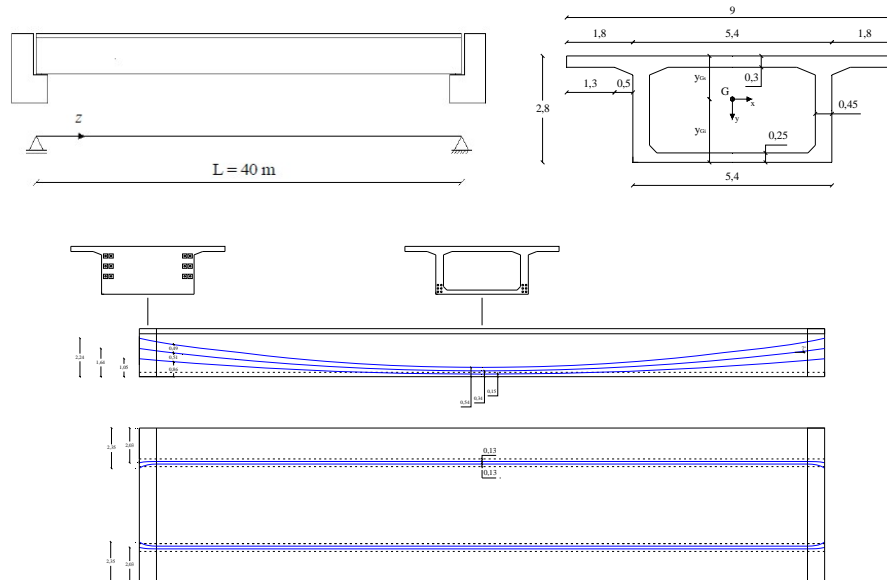


Figura 5. Esquema de la viga de ejemplo y disposición de los cables de pretensado

El cajón ha sido modelado con los FEM, considerando: losa, contralosa, almas y diafragmas en correspondencia de los apoyos de extremidad. Aunque este modelado resulte más exacto que el clásico modelo de viga monodimensional, esto puede implicar obligaciones computacionales excesivamente costosas ya que el grado de detalle del “mesh” influye notablemente sobre la precisión y sobre la meticulosidad del resultado.

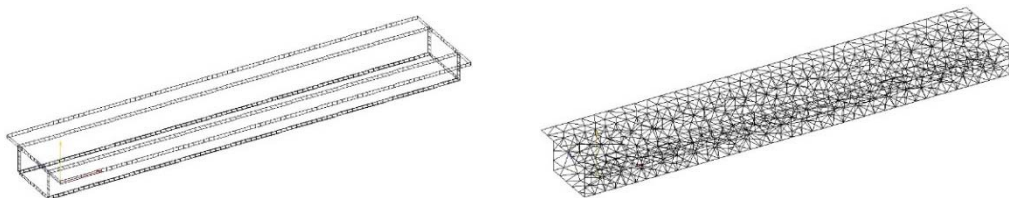
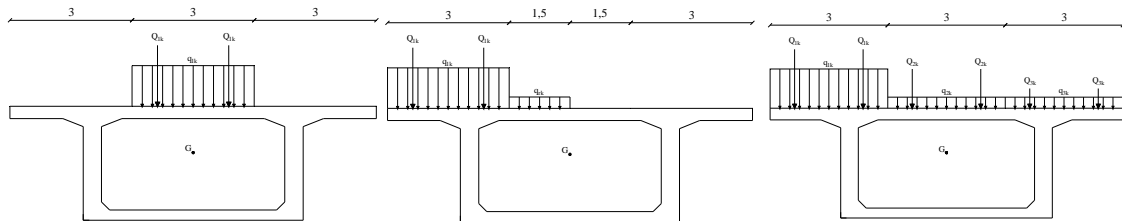


Figura 6. Modelo de cálculo a losas y relativa mesh

Con el objetivo de efectuar el análisis longitudinal de la estructura, han sido definidos todas las cargas agentes sobre el tablero. Además de la carga muerta estructural G_1 , la carga muerta permanente no estructural G_2 ($1,8 \text{ KN/m}^2$), las cargas variables de tráfico utilizadas son definidas por los esquemas de carga del Eurocodigo 1 [3]. En particular se han considerado los siguientes esquemas de carga transversal:

- Esquema de carga centrada: se considera sólo la carga del carril 1 en el centro. Este esquema de carga no induce efectos de distorsión en la sección pero produce el máximo momento flector transversal de pórtico en las almas y un cortante longitudinal asociado.
- Esquema de carga excéntrica: las cargas de tráfico son puestas de tal modo para maximizar el efecto torcedor. Tal esquema de carga produce los máximos momentos flectores transversales en las almas por distorsión, cortante longitudinal y momentos transversales por el comportamiento a pórtico de la sección transversal.

c) Esquema de carga por la evaluación del máximo cortante longitudinal; se consideran aplicadas todas las cargas de tráfico. Tal esquema de carga produce el máximo cortante longitudinal, un momento torcedor sobre el cajón y momentos flectores transversales causados del comportamiento a pórtico de la sección. Además, siendo el momento torcedor no nulo, se tienen momentos transversales de distorsión. Se consigue también el máximo efecto de momento flector longitudinal.



d) **Figura 7. Esquemas de disposición transversal de las cargas de tráfico**

Naturalmente en los esquemas de disposición transversal de la carga se asocian aquellos longitudinales considerando la teoría de las cargas de tráfico y por lo tanto las líneas de influencia, por las secciones en examen: i) sección central de la luz ($z = 20$ m); ii) sección en proximidad del apoyo, identificada con la abscisa $z = 4$ m.

No se ha considerado la sección de apoyo, $z = 0$ m, ya que ésta presenta el diafragma rígido, por tanto tiene características geométricas diferentes con respecto del resto de las secciones; además ha sido descuidada la zona en proximidad del apoyo ya que en el modelo FEM, por la presencia del vínculo, del sistema tándem concentrado y del diafragma, se encuentra dentro de una "D-region", en cuyo caso no es válido el postulado de Saint-Venant. En los casos analizados, este efecto se apaga en la abscisa $z=4$ metros.

Los valores máximos de momento flector transversal se consiguen en la fibra de ataque entre alma y losa superior. Se ilustran enseguida los diagramas de interacción utilizados por el cálculo de las armaduras de alma con el método analítico y las tablas con los valores de cortante longitudinales y momento transversal para los diferentes casos de carga y los correspondientes porcentajes de armadura transversal.

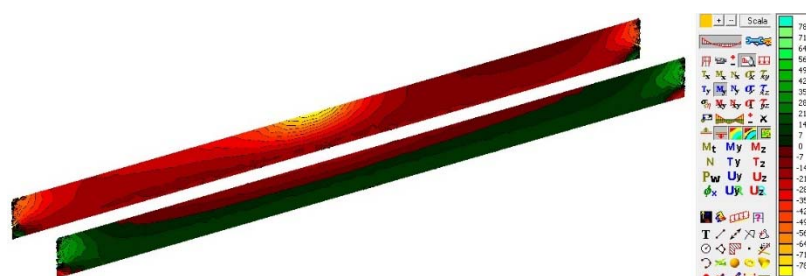


Figura 8. Método numérico. Momentos flectores transversales por esquema de carga excéntrica en las almas

Los resultados conseguidos en términos de armadura con el método analítico han sido comparados con aquellos restituidos por el código de cálculo por la aplicación automática del modelo sandwich generalizado a las tensiones conseguidas por el análisis por elementos finitos. La comparación es reproducida en figura 11.

De la comparación se deduce una sustancial concordancia entre los dos modelos, con resultados cuantitativos de armadura muy parecida entre ellos. La sección de centro de luz presenta resultados más satisfactorios que la sección de apoyo condicionados por la presencia de la D-region.

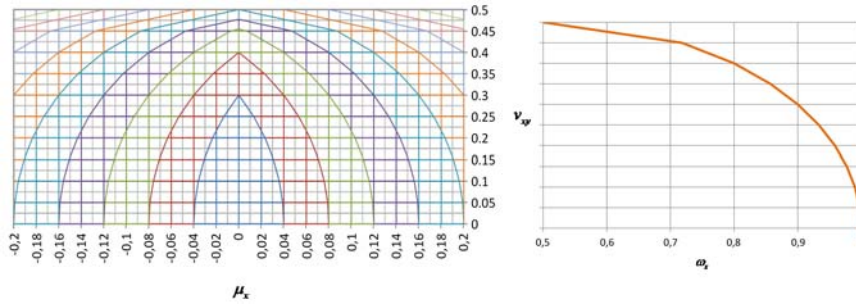


Figura 9. Método analítico. Diagramas de interacción utilizados para la sección central de la luz.

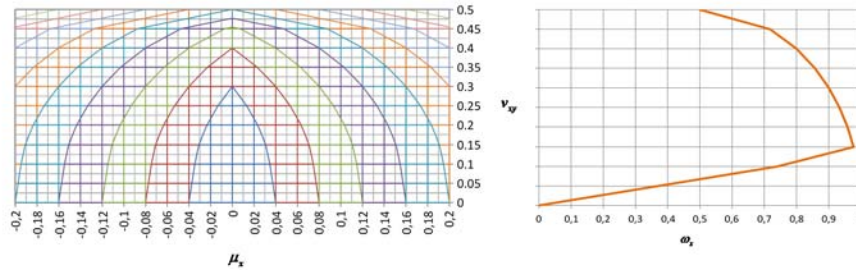


Figura 10. Método analítico. Diagramas de interacción utilizados para la sección de apoyo.

ESQUEMA DE CARGA		v_{xy}	μ_x	ω_y
		[adim]	[adim]	[adim]
CENTRADO		0.022	0.039	0.098
EXCÉNTRICO	Máximo cortante	0.039	0.036	0.094
	Máxima torsión	0.069	0.036	0.096
MÁXIMO CORTANTE	Máximo cortante	0.065	0.016	0.047
LONGITUDINAL	Máxima torsión	0.059	0.035	0.092

Tabla 1. Método analítico. Cortante, momento transversal y armadura transversal adimensionados en la sección central de la luz.

ESQUEMA DE CARGA		v_{xy}	μ_x	ω_y
		[adim]	[adim]	[adim]
CENTRADO		0.058	0.039	0.101
EXCÉNTRICO	Máximo cortante	0.086	0.028	0.083
	Máxima torsión	0.111	0.028	0.086
MÁXIMO CORTANTE	Máximo cortante	0.142	0.011	0.049
LONGITUDINAL	Máxima torsión	0.127	0.036	0.108

Tabla 2. Método analítico. Cortante, momento transversal y armadura transversal adimensionados en la sección de apoyo.

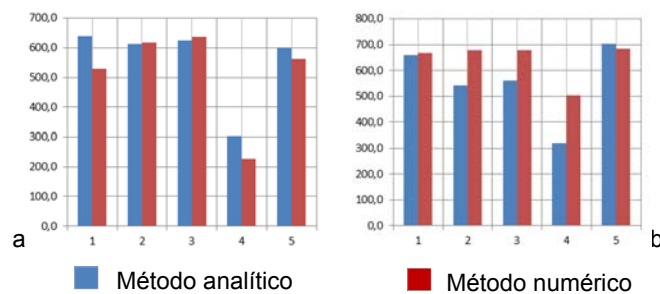


Figura 11. Comparación de las armaduras transversales evaluadas con los dos métodos por los 5 esquemas de carga. a - sección central de la luz; b - sección de apoyo

En la tabla 3 se muestran las diferencias porcentuales de armadura encontradas con los dos métodos.

ESQUEMA DE CARGA		Δ_{mezz} [%]	Δ_{app} [%]
CENTRADO		20.8	1.5
EXCÉNTRICO	Máximo cortante	0.9	20.2
	Máxima torsión	1.7	17.4
MÁXIMO CORTANTE	Máximo cortante	34.5	36.4
LONGITUDINAL	Máxima torsión	6.5	15.6

Tabla 3. Comparación entre los dos métodos. Diferencias porcentuales.

4. Conclusiones

En este artículo ha sido presentado un método de determinación de las armaduras de alma en los cajones de hormigón pretensado por diagramas de interacción entre cortante longitudinal y flexión transversal. El método se basa en un modelo sandwich simplificado en el estado límite último en que se aplican la teoría de los campos de tensión y la teoría de la plasticidad. El método analítico también ha sido comparado con la determinación de las armaduras de alma efectuada por análisis a elementos finitos tipo shell asociado con el modelo sandwich completo. Los resultados muestran que el modelo analítico permite una determinación simple y fiable de las armaduras evitando un excesivo gravamen computacional, típico de los análisis numéricos por FEM.

Referencias

- [1] BACH F., BRAESTRUP M. W., NIELSEN M.P., Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams, *IABSE Proceedings*, P15, (1978)
- [2] CEN. Eurocode 2: Design of concrete structures. EN 1991-2, Brussels, Belgium. (1993).
- [3] CEN. Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, EN 1991-2, Brussels, Belgium. (2003).
- [4] CEN. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. EN 1992.2, Brussels, Belgium. (2005).
- [5] MANCINI G., NAPOLI P., RECUPERO A., Interazione taglio-flessione trasversale nelle anime dei ponti a cassone in c.a/c.a.p, *Proceedings of Giornate AICAP*, 163-172. (1997)
- [6] MARTI P., Dimensioning and Detailing, *IABSE Colloquium on Structural Concrete*, Stuttgart, April 1991. 411-443. (1991)
- [7] MENN C., *Prestressed Concrete Bridges*, Springer-Verlag, Wien (1990)
- [8] PODOLNY W., The Cause of Cracking in Post-Tensioned Concrete Box Girder Bridges and Retrofit Procedures, *PCI Journal*, 30(2), 1-59. (1985)
- [9] WALTHER R., MIEHLBRADT M., *Dimensionnement des structures en béton - Bases et technologie*, Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne – Vol. 7. (1990).
- [10] Fanti G., Mancini G. (1995). Ultimate Limit State design of Structural Concrete Shell Elements, *CEB Bulletin Information*, p. 167-207.
- [11] Recupero A., Granata M.F., Culotta G., Arici M. (2016). "Interaction between Longitudinal Shear and Transverse Bending in Prestressed Concrete Box Girders", *Journal of Bridge Engineering ASCE*, 04016107, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000990.