

La mejora del puente metálico giratorio de Treto (S.XIX), en Cantabria, con el análisis estructural de sus tramos.*

*Structural Analysis for the Up-grading of the steel swing bridge of Treto (S.XIX) in Cantabria ***

Felipe Collazos-Arias^a, Mariano Villameriel^b, David García-Sánchez^c, Miguel Ángel Delgado^d

^a Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dirección General de Carreteras – MFOM, Profesor Asociado Unican-Giteco, Spain

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Villameriel

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Tecnalia

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Técnico Tecvrsa

RESUMEN

El proyecto de rehabilitación incluyó la restauración del nivel de seguridad estructural y funcional de la estructura después de que se realizaran estudios y pruebas de materiales. Otro aspecto remarcable fue la nueva actualización de la estructura de los códigos estándar antiguos (Siglo XIX) a los nuevos (Siglo XXI, marco legal de la IAP 98 y análisis según la IAP 11).

La presente comunicación se centra en el análisis destinado a determinar el nivel de esfuerzos en los elementos del puente. Con las debidas conclusiones referentes al forjado, y, entre otras unidades, a la unión entre la viga transversal y el montante que se presenta como el punto más comprometido del puente.

ABSTRACT

The rehabilitation project included restoration of the structural and functional safety level of the structure after studies and testing of materials. Another remarkable aspect was the new updating of the structure from the old standard codes (19th century) to the new ones (21st century, legal framework of IAP 98 and analysis according to IAP 11). This paper focuses on the analysis to determine the level of stress on the bridge elements. With the due conclusions referring to the floor slab, and, among other units, to the union between the transverse beam and the upright that is presented as the most compromised point of the bridge.

1. Introducción

El puente de Treto en la N-634 a su paso por Colindres (Cantabria) fue puesto en servicio en 1905 y, desde entonces, es una infraestructura emblemática de gran intensidad de tráfico rodado y peatonal.

En el año 2016 se afrontó su rehabilitación. Esta rehabilitación exigió el desarrollo de trabajos muy

específicos en un entorno de gran singularidad natural y paisajística.

2. Descripción del puente

La construcción del puente de Treto (Cantabria) se enmarca entre los años 1893 y 1905. La longitud total del puente es de 161.74 m distribuida en cuatro vanos: dos de tipo “bow-

string” y otros dos que materializan un tramo hiperestático giratorio horizontalmente (en su origen) sobre su apoyo en pila. Cada tramo “bow-string” mide 61.84 m y el tramo giratorio 38.00 m. La anchura de la calzada es de 5.50 m y los andenes en voladizo dispuestos a cada lado para el tránsito de peatones tenían 0.80 m.

2.1 Análisis estructural del puente

El presente análisis está destinado a determinar el nivel de esfuerzos en los elementos del puente una vez eliminada la propuesta de ejecutar el pretensado del cordón inferior y la rigidización de las diagonales de llanta. Previamente se realizó empleando el marco legal de la IAP 11, de acuerdo con el cual el puente resulta claramente solicitado por encima de su capacidad resistente debido a la acción conjunta de dos vehículos pesados, concretamente en lo que afecta a las vigas transversales del forjado. En consecuencia, y de acuerdo con la Dirección de Obra, se optó por utilizar el marco legal de la IAP 98. En este nuevo escenario, un análisis previo del forjado permitió concluir que la unión de las vigas transversales a los montantes constituían un detalle limitativo para las cargas de tráfico. En concreto, las carga máxima que puede “pasar” por la citada unión es la totalidad de la carga repartida (4.0 kN/m²) más el 77% del vehículo pesado de tres ejes y 600 kN de carga total, debiéndose limitar finalmente la acción del vehículo pesado a tres ejes de 154 kN.

Aun así, en las comprobaciones que siguen, correspondientes a los elementos principales que conforman el puente (arco, cordón traccionado, montantes, diagonales y vigas transversales), se consideró la totalidad de la carga del vehículo pesado, dejando la limitación únicamente para comprobaciones locales o de secciones muy afectadas por el deterioro.

3. Análisis del forjado

El forjado para el tráfico rodado estaba formado por vigas transversales espaciadas 3.36 metros y

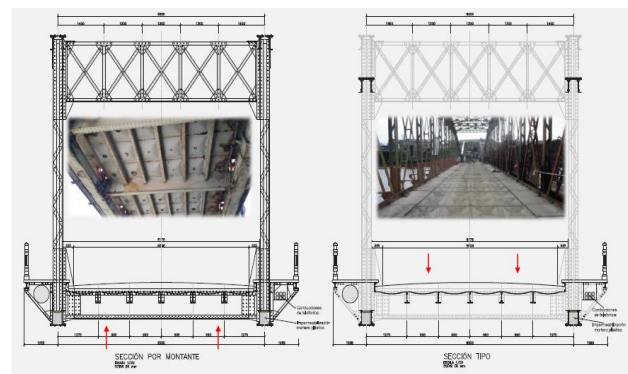


Figura 2. La figura puede disponerse con una anchura similar a la de una columna.

de 6.50 metros de luz, que se unían al cordón inferior de los arcos principales. El ancho del cordón es 0.30 metros y la longitud de las vigas transversales entre cordones es de 6.20 metros. Por otra parte, dada la baja rigidez a flexión de los montantes y a torsión del cordón inferior, que son los elementos a los que se unen las vigas transversales, se consideró, en el modelo local del forjado, que las vigas estaban articuladas en sus extremos.

Teniendo en cuenta un resguardo de 0.30 metros a cada lado de la calzada para evitar colisiones de los vehículos con los montantes y diagonales de la estructura principal, el ancho útil de calzada que resta era de 5.60 metros. Se consideró un único vehículo pesado de tres ejes de 200 kN según la IAP98 (3x200 kN). Sobre las vigas transversales se disponían siete largueros. Los cinco intermedios de sección en doble “T” armada con chapa y angulares roblonados, mientras que los extremos eran de sección en “U”, también armada con chapa y angulares roblonados. El ancho de forjado resultante entre almas de los perfiles en “U” exteriores es de 6,00 metros y está distribuido en vanos entre largueros de 1.12 + 4 x 0.99 + 1.12 m.

Sobre el entramado metálico se hormigonó una losa de 0,18 metros de espesor. El encofrado estaba formado por una chapa de 8 mm que forma bóvedas invertidas de 1.00 x 1.12 metros y unos 0,10 m de flecha en clave, generando un volumen de hormigón perdido de 0.056 m³, que asignados longitudinalmente a los largueros suponen una carga adicional. En los largueros

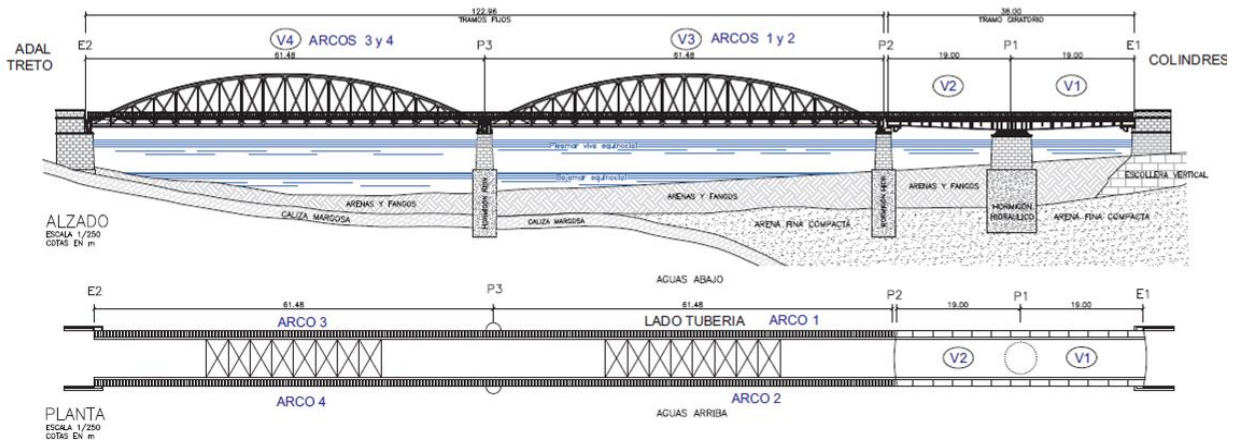


Figura 3. La figura puede disponerse con una anchura equivalente al ancho de página

exteriores no existe esta carga, pero sí la de un bordillo de 0.20 x 0.20, equivalente a 1.00 kN/m. El firme se extendió con bombeo del 1.8%, pasando de los 50 mm de espesor en el borde de la plataforma a 100 mm en el centro.

Con el espesor de firme mínimo y el espesor de losa, y considerando una apertura de la carga de 1H/2V en el firme y de 1H/1V en la losa hasta su plano medio, el ancho de reparto para una carga de ancho “b” es:

$$b_{rep} = b + (0.05 + 0.18) = b + 0.23 \text{ m} \quad (1)$$

En consecuencia, las cargas puntuales del vehículo pesado de 0.20 x 0.60 se reparten en una superficie de 0.43 x 0.83. Para el cálculo se adopta una superficie de 0.40 x 0.60 m², por lo que la carga superficial es:

$$q_{vp} = 100 / 0.4 = 417 \text{ kPa} \quad (2)$$

Finalmente se consideró el gradiente térmico entre la losa y las vigas, en donde la variación térmica de la losa es:

$$T_c = 20 - 0.75 \cdot (18)^{1/2} = 16.8^\circ\text{C} \quad (3)$$

Y en el acero, $T_a = 35^\circ\text{C}$. La diferencia en la deformación unitaria entre ambos materiales es:

$$\Delta\varepsilon = (35 - 16.8) \cdot 10^{-5} = 25.2 \cdot 10^{-5} \quad (4)$$

Que se modeliza como una variación térmica del hormigón de -25.2°C .

En lo que se refiere a las deformaciones diferidas se consideran directamente en el modelo mediante el análisis no lineal en el que el comportamiento del hormigón depende del tiempo.

3.1 Descripción del modelo de cálculo

Se construyó un modelo para el cálculo del forjado en el que se representaban, por separado, los perfiles armados (vigas transversales y largueros), la chapa de encofrado de 8 mm de espesor, y la losa. El plano de referencia es el de la chapa de encofrado, situando tanto los centros de gravedad de los perfiles como el plano medio de la losa en su cota. De esta forma se puede considerar la colaboración de cada uno de los correspondientes axiles con su excentricidad, aportando rigidez y resistencia frente a los esfuerzos de flexión. También es posible anular la rigidez frente a esfuerzos axiales tanto de la losa como de la chapa de encofrado, de forma que simula la falta de conexión estructural entre elementos. En el modelo analizado solo se considera la conexión entre la losa y las vigas transversales. Los perfiles armados se transforman en perfiles equivalentes de sección en “U” o “doble T”, manteniendo el centro de gravedad, el área y la inercia a flexión en el plano vertical. Esto se hace a través de una hoja de Mathcad en la que se introducen los datos de la chapa de alma y de los angulares. La rigidez en el

plano transversal, aunque no tiene apenas relevancia en el modelo, se ajusta mediante la aplicación de un coeficiente que relaciona la inercia transversal del perfil real con la inercia transversal del perfil equivalente.

Se realiza el cálculo de los perfiles equivalentes, así como la resistencia unitaria de la unión roblonada alma – perfiles.

3.2 Resultados del modelo de cálculo

3.2.1. Largueros

Se incluye a continuación la comprobación estructural de los largueros. Corresponde a la primera hipótesis de trabajo realizada de acuerdo con la IAP 11, comprobándose su correcto funcionamiento. Se incluye, por tanto, esta comprobación que resulta más conservadora que la correspondiente a la IAP 98.

El análisis realizado supone la continuidad estructural de los largueros en las secciones de unión con las vigas transversales, aunque en la realidad los angulares no tienen continuidad, y solo el alma se une a las vigas transversales. Con esta consideración los esfuerzos máximos resultantes en los largueros son:

ELS:	$M^* = 64,2 \text{ m}\cdot\text{kN}$	
	$M^* = -35,0 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$V = 17,9 \text{ kN}$
ELU:	$M^*_{Sd} = 94,9 \text{ m}\cdot\text{kN}$	

La unión entre el larguero y la viga transversal se hace con tres roblones Ø20 que cosen el alma con dos angulares L80.8. La separación vertical entre roblones es de 90 mm. El cortante máximo sobre un roblón es:

$$F_{Sd} = [(V_{Sd}/3)^2 + (M^*_{Sd}/0,18)^2]^{1/2} = (8,33^2 + 286,1^2)^{1/2} = 286 \text{ kN}$$

Este valor es superior a la resistencia del roblón, por lo que se modifican las condiciones de contorno de los largueros eliminando la contribución de los angulares en flexión. La relación entre la inercia del alma y la del perfil armado es 0.16. Este valor se aplica a la rigidez del empotramiento de los largueros. Los nuevos esfuerzos son:

ELS:	$M^* = 68,4 \text{ m}\cdot\text{kN}$	
	$M^* \sim 0 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$V = 58,1 \text{ kN}$
ELU:	$M^*_{Sd} = 100,9 \text{ m}\cdot\text{kN}$	
	$M^*_{Sd} \sim 0 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$V_{Sd} = 85,5 \text{ kN}$

El cortante en los roblones es $F_{Sd} = V_{Sd}/3 = 28.5 \text{ kN}$ y la resistencia del roblón Ø20 cosiendo chapas de 8 mm de espesor es: $F_{Rd} = 90 \text{ kN}$. Las tensiones normales máximas en ELS son $68.4 \cdot 150 / 103.73 = 98.9 \text{ MPa}$.

El flector último en régimen elástico y en régimen plástico es:

$$M_{Rd,e} = (103.73/150) \cdot 235/1.10 = 147.7 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

$$M_{Rd,p} = [2 \cdot 4.22 \cdot (0.150 - 0.046)] \cdot 235/1.10 = 187.5 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

Por lo que los largueros pueden funcionar sin necesidad de conexión con la losa.

Se incluyen a continuación gráficos de esfuerzos en los largueros obtenidos con el modelo de cálculo.



Figura 2. La figura puede disponerse con una anchura similar a la de una columna.

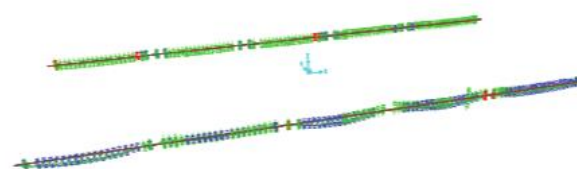


Figura 2. La figura puede disponerse con una anchura similar a la de una columna.

3.2.2. Vigas transversales.

Las vigas transversales se analizan de acuerdo con IAP 98. Los esfuerzos se obtienen inicialmente con la totalidad del vehículo pesado, y se vuelcan en una hoja de Excel para su posterior comprobación, considerando conjuntamente los axiles y los momentos flectores de cada hipótesis, ya que al considerar la colaboración de la losa por medio de la conexión,

se genera una tracción en el perfil de igual valor que la compresión de la losa. El flector completo sobre la sección mixta se puede obtener sumando al flector en el perfil armado el axil por su excentricidad, que es:

$$exc = 0.5 \cdot (750 + 180) = 465$$

La máxima tracción en la fibra inferior de la traviesan ELS es $inf = 188 \text{ MPa}$, y la máxima compresión en la fibra superior en ELS es de 139 MPa .

El máximo flector sobre la sección mixta en ELU es $MS_d = 953 \text{ m} \cdot \text{kN}$, que genera tracciones en la fibra inferior de $inf = 270 \text{ MPa}$. Esta tensión supera el límite elástico del acero. Ha sido obtenida considerando que el peso propio de la losa es resistido por la sección de acero. Como la flexión es positiva, es posible admitir una redistribución plástica que ponga en compresión la losa. El ancho de losa que se considera eficaz es:

$$b_{ef} = 0.70 \cdot 3.36 = 2,35 \text{ m}$$

Para el cálculo se considerará un ancho de la losa colaborante menor $b_{ef} = 1,20 \text{ m}$

Introduciendo los datos de la sección en una hoja de momento curvatura para secciones mixtas se obtiene un momento último de $M_{Rd} = 1252 \text{ m} \cdot \text{kN}$

El cortante máximo en ELU es $V_{Sd} = 669 \text{ kN}$.

La tensión tangencial generada es:

$$S_d = 669 \cdot 103 / (750 \cdot 10) = 89.2 \text{ MPa}$$

El cortante se reparte en 7 roblones $\text{Ø}22$, con una resistencia unitaria al corte de 132 kN , resultando una resistencia total de la unión de:

$$V_{Rd} = 7 \cdot 132 = 924 \text{ kN}$$

El margen que le queda a cada roblón para resistir esfuerzos en la dirección perpendicular es:

$$F_{Rd,h} = [1322 - (669/7)^2]^{1/2} = 91.0 \text{ kN}$$

El momento que puede soportar la unión considerando una distancia vertical entre roblones de 100 mm , es:

$$M_{Rd} = 2 \cdot 91.0 \times (0.30 + 0.20 + 0.10) = 109.3 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Que supone una excentricidad de:

$$exc_{max} = 109.3 / 669 = 0.16 \text{ m}$$

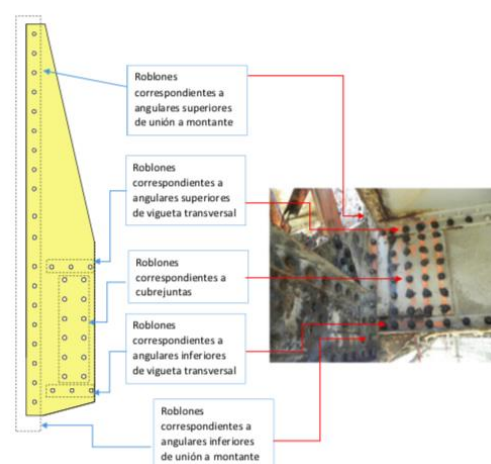


Figura 2. La figura puede disponerse con una anchura similar a la de una columna.

La distancia en horizontal entre el eje de los montantes a la unión atornillada angulares – viga es de 0.22 m , por lo que la unión no tendría capacidad para soportar los esfuerzos combinados de cortante y flexión que la solicitan. El momento de diseño es:

$$M_{Sd} = 0.22 \cdot 669 = 147.2 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Por lo que el déficit es:

$$M_{Rd} = 109.3 - 147.2 = -37.9 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Para compensarlo los tornillos deberían trabajar a una carga de

$$F = [(669/7)^2 + (91.0 \cdot 147.2 / 109.3)^2]^{1/2} = 155 \text{ kN}$$

Si se limita el cortante para no superar los 132 kN por tornillo resulta:

$$132 > [(V_{Sd}/7)^2 + (0.22 \cdot V_{Sd}/1.2)^2]^{1/2} = 0.232 \cdot V_{Sd}$$

$$V_{Sd} < 568 \text{ kN}$$

Valor que se obtendría considerando un 77% de la acción del vehículo pesado, es decir, un vehículo pesado de 462 kN .

Finalmente, la conexión losa – viga transversal se deriva de las cargas por metro transmitidas según las hojas de Excel y según la hoja de momento curvatura. En el primer caso, el valor máximo en ELU es:

$$H_{sd} = 861 \text{ kN/m}$$

Y en el segundo caso:

$$H_{sd} = 1968/3,10 = 635 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

Empleando dos filas de conectadores $\text{Ø}5/8''$, de 125 mm de altura, espaciados 100 mm con hormigón HA 30, la resistencia unitaria de cada conectador es 54 kN, y la resistencia total de la conexión es:

$$H_{rd} = 54 \cdot 20 = 1080 \text{ kN/m}$$

Se incluyen a continuación los gráficos y cálculos realizados para las comprobaciones de las vigas transversales.

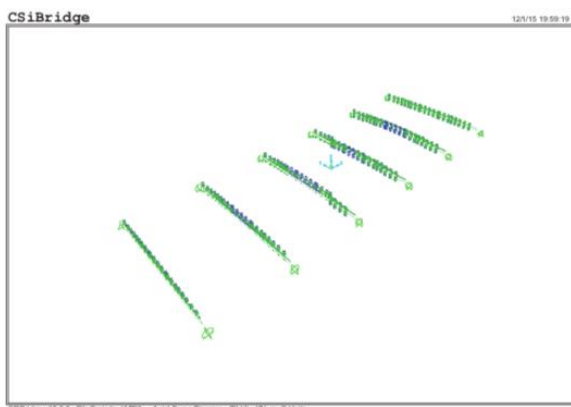


Figura 2. La figura puede disponerse con una anchura similar a la de una columna.

3.2.3. Losa de hormigón

Del modelo empleado para el análisis del entramado metálico de acuerdo con la IAP 11, y por tanto de forma conservadora, se obtienen los esfuerzos de flexión en ELU sobre la losa para su armado. Estos son:

Flexión longitudinal

$$M_{max} = 60,1 \text{ m}\cdot\text{kN/m}$$

$M_{min} = -224 \text{ m}\cdot\text{kN/m}$ (local en el borde de la viga transversal)

Flexión transversal

$$M_{max} = 57,7 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

$M_{min} = -145,2 \text{ m}\cdot\text{kN}$ (local sobre la viga transversal)

En estado permanente los flectores son:

Flexión longitudinal

$$M_{max} = 18,2 \text{ m}\cdot\text{kN/m}$$

$$M_{min} = -25,5 \text{ m}\cdot\text{kN/m}$$
 (local en el borde)

Flexión transversal

$$M_{max} = 28,8 \text{ m}\cdot\text{kN/m}$$

$$M_{min} = -21,9 \text{ m}\cdot\text{kN/m}$$

Se arma con barras a 100 mm en ambas caras y en ambas direcciones, todas ellas $\text{Ø}12$ excepto la armadura longitudinal inferior que lleva barras $\text{Ø}16$.

3.3 Datos del modelo

Se incluyen en primer lugar los datos correspondientes al modelo empleado para las comprobaciones de acuerdo con la IAP 11, con algunos gráficos de entrada en los que se observan la geometría y las acciones. También se incluye el fichero en el que se describe la geometría, las hipótesis de carga y sus combinaciones consideradas en el cálculo.

Los datos del modelo correspondientes a la IAP 98 se incluyen en apartados posteriores, ya que se ha utilizado únicamente para las comprobaciones correspondientes a las vigas transversales, y para esta última comprobación se ha empleado el modelo completo del puente, modelo empleado para el resto de los elementos de los tramos fijos. El análisis realizado supone la continuidad estructural de los largueros en las secciones de unión con las vigas transversales, aunque en la realidad los angulares no tienen continuidad, y solo el alma se une a las vigas transversales.

4. Análisis de los tramos fijos

En este apartado se incluyen el resto de los elementos del puente que no corresponden al forjado, que son: diagonales, cordón inferior, montantes, cordón superior (arco), cartelas y nudos. Las acciones consideradas son las descritas en la IAP 98.

4.1 Acciones

Las acciones consideradas son:

Peso propio, que se computa mediante el volumen multiplicado por el peso específico de cada elemento.

Carga permanente, correspondiente al firme y a los voladizos.

Sobrecargas variables, correspondientes a los voladizos y la plataforma. Se considera una sobrecarga repartida de 4,0 kPa y un único vehículo pesado de 3 ejes de 200 kN cada eje. El vehículo pesado se ha situado en 34 posiciones diferentes, considerando los esfuerzos envolventes en el cálculo de los esfuerzos.

Frenado, con un valor de $0,05 \times (600 + 4,0 \times 360) = 102 \text{ kN}$

Acción térmica, se considera una diferencia de temperatura entre el tablero y los elementos situados por encima de este (arco, montantes y diagonales) de 33°C y -10°C . Se considera también un gradiente térmico en el forjado que ha sido definido en el apartado correspondiente. Acciones diferidas del hormigón, consideradas mediante un modelo de cálculo evolutivo en el que se modeliza el comportamiento del hormigón en función del tiempo.

4.2 Resultados del modelo de cálculo

4.2.1. Diagonales

En un primer análisis se anulan todas las diagonales comprimidas en estado permanente eliminando así la hiperestaticidad a cortante. Resulta un axil máximo sobre las diagonales traccionadas en estado permanente de:

$$T_{\text{perm}} = 127 \text{ kN}$$

Que se traduce en una tensión de:

$$N_{\text{perm}} = 127 \cdot 103 / (2 \cdot 150 \cdot 12) = 35 \text{ MPa}$$

Si se mantienen estas diagonales y se analizan en ELU, algunas de ellas pasan por estados de compresión. Los axiles máximos y mínimos son:

$$T_{\text{sd}} = 405 \text{ kN}; S_{\text{d}} = 112 \text{ MPa}$$

$$C_{\text{sd}} = -270 \text{ kN}; S_{\text{d}} = -75 \text{ MPa}$$

La mayor compresión se produce en una de las diagonales del centro del puente, en donde las tracciones en estado permanente son muy pequeñas. En este caso se invertirá la diagonal que trabaja, cediendo también la tracción del estado permanente. Así, la tracción total resultaría:

$$T'_{\text{sd}} = 270 + 1,35 \cdot 5 = 277 \text{ kN}; S_{\text{d}} = 77 \text{ MPa}$$

En consecuencia, los cortantes pueden seguir siendo asumidos de forma isostática por una única diagonal traccionada formada por dos pletinas de 150.12, permitiendo que la diagonal inversase desestabilice y no contribuya a resistir el cortante.

Este efecto, en el que se invierte la diagonal traccionada como consecuencia de la actuación de las acciones variables, se produce en todo el puente, por lo que será necesario reparar todas las diagonales dañadas y reponer al menos la sección original de doble pletina 150.12.

4.2.2. Cordón inferior

Se obtienen a continuación los esfuerzos y tensiones sobre el cordón inferior en ELS y ELU, suponiendo también la contribución de una única diagonal por rectángulo.

Las máximas tracciones centradas en ELS y ELU son:

$$T = 4484 \text{ kN}$$

$$T_{\text{sd}} = 6349 \text{ kN}$$

$$T_{\text{rd}} = 43.308 \cdot 210 / 1.10 = 8267 \text{ kN}$$

Las tensiones centradas que generan se calculan sin tener en cuenta la colaboración de los dos angulares superiores empleados para estabilizar el borde superior de las almas, ya que estos no tienen continuidad en los nudos con las vigas transversales.

Se observa cómo, contando con la totalidad de la sección, los esfuerzos y tensiones que se generan en el cordón inferior están bastante por debajo de los límites admisibles.

Asumiendo ahora la total desaparición de las chapas exteriores de ambas almas y manteniendo los esfuerzos obtenidos, la repetición del cálculo resulta:

Los esfuerzos últimos se han calculado en régimen elástico, por lo que aún existirá un margen apreciable en el flector negativo $M_{3,\text{Rd}}$. Aun así, si se calcula la interacción axil – cortante:

$$T_{Rd} \cdot (1 - A_w/A) = 6522 \cdot (1 - 9144/34164) = 4776 \text{ kN}$$

$$V_{2,Rd} \cdot (A/A_w) \cdot (1 - N_{Sd}/N_{Rd}) =$$

$$1008 \cdot (34164/9144) \cdot (1 - 6349/6522) = 99,9 \text{ kN}$$

$$> V_{2,Sd}$$

Y la interacción axil – flector:

$$6349/6522 + 2/574.6 + 21/227.2 = 1.07 > 1.00$$

Por tanto, el axil máximo que se podría asumir con una pérdida total de la sección de las almas exteriores es:

$$6522 \cdot (1 - 2/574.6 - 21/227.2) = 5896 \text{ kN}$$

Este valor no se supera en los nudos de los dos primeros montantes a cada lado de los arranques. El resto de nudos centrales soporta tracciones por encima de este valor.

Si se obtiene ahora la resistencia a tracción mínima necesaria para soportar los axiles en régimen elástico resulta:

$$6349 / (1 - 2/574.6 - 21/227.2) = 7023 \text{ kN}$$

Por lo que el déficit de área es:

$$\Delta A_w = (7023 - 6522) \cdot 1.10 \cdot 103 / 210 = 2642 \text{ mm}^2$$

Lo que supone contar con almas exteriores con un espesor medio de 3,5 mm, o con una pérdida de sección máxima en altura del 70% (~270 mm). Esto supone contar con unos 110 mm de alma con espesor íntegro de 12 mm.

Finalmente, y para evitar tener que valorar la pérdida de sección de las almas exteriores en cada uno de los nudos, se realiza un análisis elastoplástico del nudo asumiendo la pérdida total del espesor de las almas exteriores, comprobándose que la sección tiene capacidad suficiente para soportar el momento flector sin la colaboración de estas almas. Por último, en lo que se refiere al cordón inferior, se observan flectores en ELU en el plano horizontal de hasta 240 m·kN en las zonas próximas a los arranques. Estos flectores son concomitantes con un axil menor que alcanza los 2606 kN.

Si se analiza esta sección en régimen elástico para los estados límite de Servicio y Ultimo sin colaboración de las almas exteriores resulta que calculando la interacción axil – flector:

$$2606/6522 + 240/574,6 + 20/227,2 = 0,91 < 1,00$$

Los montantes funcionan correctamente para las hipótesis estudiadas, con un margen amplio de agotamiento. En estado permanente y en el estado actual de obra con una sobrecarga de 3 kPa, todos los montantes se encuentran traccionados en su tramo exento, con niveles de carga adecuados.

La parte baja de los montantes se encontró de forma generalizada muy deteriorada, siendo necesario reforzarla. Esto se hizo disponiendo dos perfiles en “U” en la zona de anclaje de las vigas transversales, que deben estar unidas al montante al menos por un único angular. De esta forma se puede soltar completamente uno de los lados para colocar la primera pieza en “U” y, una vez cosida, soltar el otro lado y colocar la segunda pieza en “U”. Esta pieza se prolonga ligeramente hacia arriba para alojar el empalme con el montante en el caso de que este haya sido repuesto. Se utilizan para ellos las tres primeras filas de tornillos.

Por lo que también tiene capacidad resistente suficiente sin la colaboración de las almas exteriores.

Las acciones consideradas son:

Peso propio, que se computa mediante el volumen multiplicado por el peso específico de cada elemento.

Carga permanente, correspondiente al firme y a los voladizos.

Sobrecargas variables, correspondientes a los voladizos y la plataforma. Se considera una sobrecarga repartida de 4,0 kPa y un único vehículo pesado de 3 ejes de 200 kN cada eje. El vehículo pesado se ha situado en 34 posiciones diferentes, considerando los esfuerzos envolventes en el cálculo de los esfuerzos.

Frenado, con un valor de $0,05 \cdot (600 + 4 \cdot 0 \cdot 360) = 102 \text{ kN}$ 140 kN

4.2.3. Cartelas inferiores para anclaje de las diagonales

El ancho de las cartelas es de 1260 mm, del que 210 mm están ocupados por el montante. De esta forma la longitud que queda para la transmisión de la carga de la diagonal es:

$$L_t = 0,5 \cdot (1260 - 210) = 525 \text{ mm}$$

Para ello se construye además un modelo sencillo de elementos finitos simulando la cartela del módulo 6, analizándola en primer lugar como si no hubiese sufrido ningún daño, y en segundo lugar como si hubiese desaparecido la mitad de la cartela en las zonas extremas.

En este segundo caso las tensiones de comparación no superan los 90 MPa.

Cuando el fallo se produce en la zona más próxima al vértice de la cartela, las tensiones de comparación aumentan hasta 206 MPa, por lo que esta zona es más sensible que la anterior, como era previsible.

Por otra parte, la mayor parte de las cartelas se encuentra reparada mediante chapas soldadas en espesor de 12 mm, lo que hace que su nivel tensional sea aún más bajo que el inicial. Sólo en el caso de que la cartela original y el refuerzo estén seriamente dañados será necesario acometer el refuerzo de las mismas.

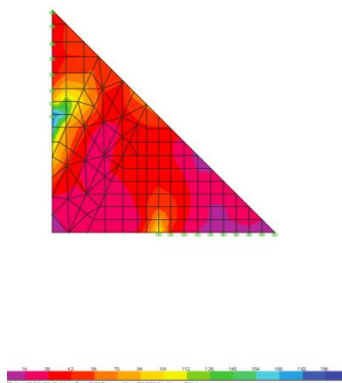


Figura 2. La figura puede disponerse con una anchura similar a la de una columna.

4.2.5. Cordon superior

Independientemente del valor de los esfuerzos de flexión, se observa que la capacidad resistente de la sección sin almas exteriores frente al esfuerzo axial es insuficiente. Aún bajando la acción del carro al 84% como consecuencia de la limitación de la unión de las vigas transversales, el axial mayorado sigue alcanzando 6640 kN de compresión centrada.

Como la altura total del alma es de 364 mm, se puede asumir una pérdida de unos 100 mm en la altura de cada alma. La pérdida se concentrará por encima del contacto del alma con el angular inferior.

Haciendo un análisis elastoplástico de la sección asumiendo la pérdida total del espesor en 80 mm de altura en las almas exteriores concentrados en la zona de contacto con el angular inferior, se comprueba que la sección tiene capacidad suficiente para soportar el momento flector que la solicita considerando la actuación del 84% del vehículo pesado.

Si se considera la aportación adicional de los angulares inferiores la sección soportaría la totalidad del vehículo pesado.

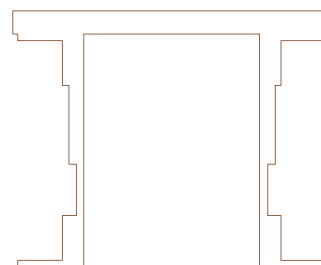


Figura 3. Sección montante.

4.2.6. Comprobación individual de los nudos del cordón superior

Los daños más significativos del cordón superior se encuentran localizados en los nudos con los montantes. En estos puntos el daño suele ser mayor que la pérdida de 80 mm acotada en el apartado anterior, por lo que se procede a analizar los nudos individualmente para determinar si es necesaria su reparación, y de ser necesaria, en qué consiste. El análisis se ha realizado para el arco 2, pero es extensible a los otros tres arcos.

5. Conclusiones

Se ha comprobado el bajo nivel de sollicitación de las cartelas de unión de las diagonales, a priori, reparación alguna salvo en los casos en los que, realizado el chorreo y limpieza, se observen daños muy importantes. No obstante se cosieron las cartelas coplanarias con el alma interior del cordón inferior para los casos en los que sea necesario sustituir o reforzar la cartela existente dañada.