

Análisis del fallo de estabilidad del cordón superior de una celosía metálica del s. XIX. Aplicación en el estudio forense del colapso del puente

Analysis of stability failure in the upper chord of a 19th century steel truss. Application in the forensic study of the bridge collapse

Francisco Javier Pérez Jiménez^a, Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^b, Raúl Rubén Rodríguez Escribano^b

^a Dr. Arquitecto. INTEMAC. Departamento de puentes. fperez@intemac.es

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Director del Área de Evaluación y Patología. ediazpavon@intemac.es

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. Director de la División de Estudios. rrodriguez@intemac.es

RESUMEN

En la presente comunicación se presenta el caso de un puente que a finales de 2022 experimentó el colapso de un vano cuando un vehículo pesado circulaba sobre él. El puente, construido entre 1910 y 1914, constaba de vigas de celosía metálica que soportaban el tablero, compuesto por travesaños, viguetas y chapa de piso. En el estudio forense llevado a cabo se determinó que el fallo fue debido a la inestabilidad del cordón comprimido. En la comunicación se analizan las causas que derivaron en dicho fallo, así como en los distintos niveles de aproximación que debieron realizarse para justificar el mismo.

ABSTRACT

This communication presents the case of a bridge that experienced the collapse of one of its spans in late 2022 when a heavy vehicle was passing over it. The bridge, built between 1910 and 1914, consisted of metal truss supporting the deck, composed of crossbars, joists, and a floor plate. The forensic study conducted determined that the failure was due to the instability of the compressed chord. In the communication, the causes that led to the failure are analyzed, as well as the different levels of assessment that had to be carried out to justify it.

PALABRAS CLAVE: colapso, celosía metálica, inestabilidad, pandeo, ingeniería forense.

KEYWORDS: collapse, metal lattice, instability, buckling, forensic engineering.

1. Descripción del puente

Se trata de un puente de trazado recto y que soporta una carretera secundaria a su paso sobre un río. La estructura se construyó entre el año 1910 y 1914.

La longitud total del puente es de 126 m, repartida en tres vanos de 42 m de luz que apoyan sobre pilas y estribos de hormigón en masa.

La solución técnica escogida para salvar el río consta de dos vigas de celosía formadas por perfiles metálicos roblonados. Dichas vigas soportan el tablero del puente, formado por travesaños, viguetas (o largueros) y chapa de piso. Sobre la chapa existe una capa de relleno y una de rodadura de 40 cm de espesor total.

Las vigas de celosía están constituidas por cordones superior e inferior simétricos y barras diagonales en “L” de igual inclinación en ambos sentidos, aproximadamente a 45° (figuras 1 y 2). Para arriostrar el cordón superior, comprimido, cada 3,5 m se dispone un marco rígido, abierto por su lado superior (sección en U), situado en la sección transversal y formado por las vigas transversales del tablero, que recogen los

largueros de soporte del piso, y un montante vertical en el plano de cada cuchillo. En total, cada vano dispone de 13 de estos marcos, incluyendo los extremos, de configuración algo más robusta que los internos (figura 3).

El ancho neto, excluyendo las vigas de celosía es de 4,60 m, con sendos voladizos de 0,80 m soportados por jabalcones de doble “L” 70.6 que acometen a los montantes.



Figura 1. Vista de montantes exteriores. Figura 2. Vista del marco interior.

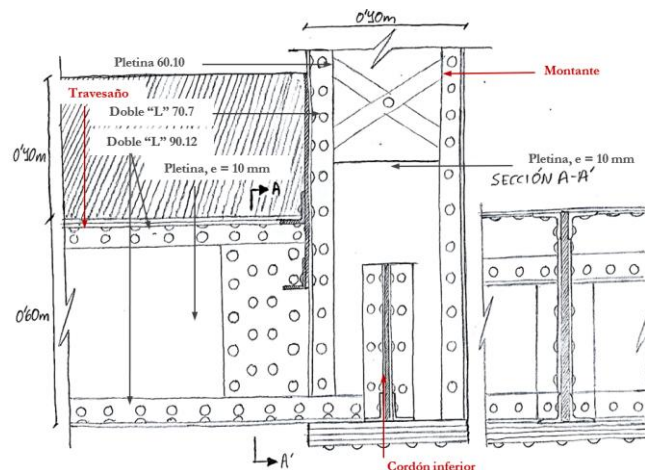


Figura 3. Croquis de la unión entre montantes y travesaños.

2. Hipótesis de partida

2.1 En relación con las cargas del vehículo siniestrado

Se trata de una carga total muy significativa, de 57.345 kg, si bien repartida en varios ejes (figura 4).

A modo de comparativa con la normativa vigente cuando se diseñó el puente [1] establece cargas de diseño superiores a las del vehículo que transitaba en el momento del siniestro.

En la figura 5 se muestra el croquis del citado tren de cargas.

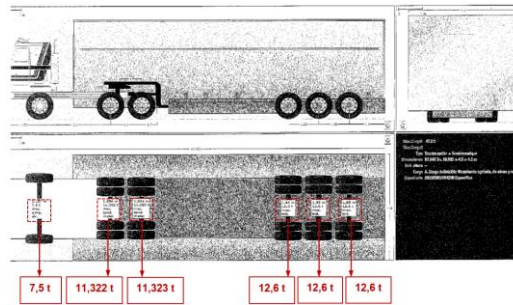


Figura 4. Croquis de las características del vehículo siniestrado en el que se indica la carga máxima por eje.

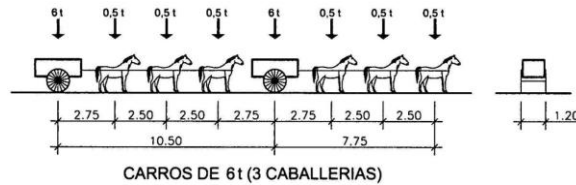


Figura 5. Croquis del tren tipo de mínimo peso en la Instrucción de 1902.

Para la luz del vano (42 m) y ancho del tablero, admitiendo que como mínimo caben

dos filas de 4 caballerías cada una, dichas sobrecargas suponen un total de:

$$300 \text{ Kg/m}^2 \cdot (4,6 + 2 \cdot 0,8 - 2 \cdot 1,2) \text{ m} \cdot 42 \text{ m} + (2 \cdot 5 \cdot 6000) \text{ Kg} + (2 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 500) \text{ Kg} = 107.880 \text{ Kg} \quad (1)$$

Nótese que dicha carga total para la que debió diseñarse el puente es superior a la debida al camión que desencadenó el colapso,

si bien las cargas de éste último se encontraban más concentradas.

solicitaciones reglamentarias en algunos casos y a las actuantes en el momento del colapso en otros.

Los resultados obtenidos no permitían justificar el fallo del puente cuando no se consideraban los efectos de los daños observados. No obstante, son fundamentales al señalar un aspecto determinante del colapso: la magnitud de las cargas muertas.

2.2 Modelización realizada

A partir de las mediciones tomadas in situ se confeccionaron varios modelos numéricos de análisis formulados en su mayoría mediante el programa comercial SAP2000®. La figura 6 muestra uno de ellos.

En estos modelos se aplicaron varias hipótesis de carga, correspondientes a las

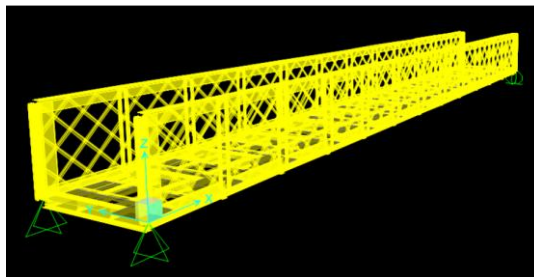


Figura 6. Modelo numérico del puente.

Sorprende, en efecto, el elevado valor de estas cargas en el vano, que alcanza un total de 2.200 kN, superando ampliamente el del peso propio del puente (en torno a 590 kN), el de las

cargas correspondientes a la sobrecarga de uso y a los carros de la Instrucción de acciones de 1902 [1] (1.199 kN) y el del peso del camión en el momento del colapso (570 kN). Resultan del

relleno dispuesto sobre la caja original del tablero (figura 7), relleno heterogéneo formado por bordillos prefabricados, hormigón pobre y capa asfáltica, con un espesor mínimo de 40 cm (que debería ser superior en la sección central al considerar la pendiente transversal del firme para el drenaje).

Es poco probable que este relleno corresponda a la configuración proyectada, ya que probablemente los voladizos estuvieran



Figura 7. Configuración del tablero.

Los daños observados son igualmente determinantes en relación con el colapso. Los resultantes de la corrosión localizada en la base de los montantes conllevan la pérdida de las características mecánicas de los marcos de arriostramiento del cordón comprimido, que serían ya incapaces de ejercer su función. El fallo se produciría entonces de forma frágil, por pandeo fuera de su plano de uno de los cordones comprimidos, bien aquél cuyos montantes estuviesen más dañados o bien el que recibiera mayor proporción de las cargas actuantes en ese

$$\frac{(14,05 \text{ kN/m} + 52,4 \text{ kN/m} + 13,5 \text{ kN/m}) \cdot (42\text{m})^2}{8} = 17.629 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (1)$$

Expresión en la que las cargas lineales (14,05, 52,4 y 13,5 kN/m) corresponden simplemente al peso de la estructura, al de las cargas muertas y al del camión que desencadenó el colapso, todas ellas divididas por la longitud total del vano, 42,0 m. Al repartir entre los dos cuchillos (obviando la

elevados respecto a la plataforma original del puente. Antes bien, la presencia de bordillos prefabricados de hormigón (figura 8) demuestra un origen más reciente. En todo caso, es evidente su relación con el colapso tanto en forma directa, por la magnitud de las cargas introducidas, como indirecta, al ser determinante en el mecanismo de corrosión de los montantes de arriostramiento.



Figura 8. Relleno del tablero.

momento (es obvio que el camión no circularía perfectamente centrado en el tablero, sino que lo haría con alguna excentricidad que cargaría en mayor grado en uno de los cuchillos). Esta forma de fallo es, además coherente con la configuración de los restos tras el colapso.

Los números más simples corroboran esta hipótesis. El momento en la sección central del puente bajo las cargas actuantes en el momento del colapso, supuestas uniformemente repartidas por facilidad de cálculo sería:

excentricidad de la carga del carro) y dividir por el canto útil (3,35 m) se obtiene un axil en cada cordón de 2.631,2 kN.

Una estimación más ajustada, que tuviese en cuenta la posición real del carro y su carácter concentrado, aumenta ligeramente este valor (hasta 2.756,6 kN, véase la figura 9).

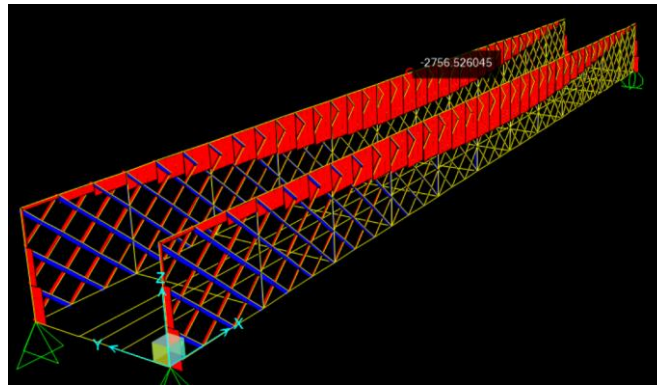


Figura 9. Axiles en cordones al paso del camión.

La primera comprobación reglamentaria de los elementos de arriostramiento del cordón exigía para éstos una resistencia equivalente a la centésima parte del axil arriostrado. Se trata ésta de una regla clásica recogida ya en la primera Instrucción Española de proyecto de estructuras metálicas, la MV-103 de 1972 [3] (apartado 5.5.4. *Arriostramientos*). En todo caso, la regla permanece vigente en determinados casos y queda igualmente recogida en las instrucciones actuales (párrafo 4 del apartado 5.3.3

Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento, de UNE-EN 1993-1-1 [4], apartado trasladado directamente, incluyendo numeración y título, al Código Estructural [5]). Ello supone calcular cada marco de arriostramiento para sendas fuerzas horizontales de valor 27,6 kN y aplicadas en la cabeza de los montantes de arriostramiento (en la dirección “C” reflejada en la figura 10, tomada de UNE-EN 1993-2 [2] *Eurocódigo de puentes*).

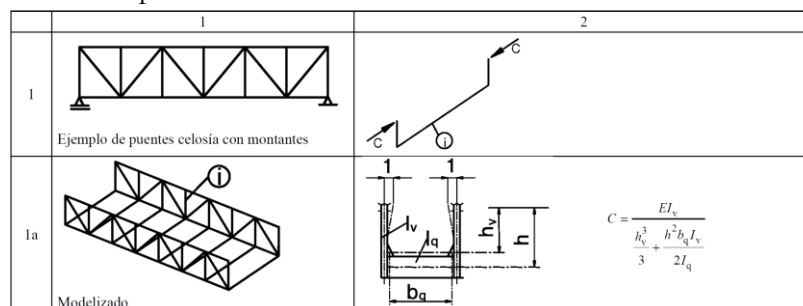


Figura 10. Rigideces laterales para celosías.

Al comprobar el montante, en su configuración nominal, frente a la acción de esta fuerza, lo que resulta inmediato en un modelo numérico como el que se muestra en la figura 11, se obtienen resultados seguros, aunque ajustados: la sollicitación y la resistencia resultan prácticamente iguales, suponiendo un límite elástico del acero en torno a 200 MPa.

Si, en cambio, se aplica la misma fuerza a la cabeza de un montante cuyo cordón interior ha sido cortado en su base por la corrosión (figura 12, en la que la cifra asignada a cada barra refleja la relación entre sollicitación y capacidad), la resistencia cae a la décima parte y la situación es ya totalmente insegura: Los montantes de arriostramiento no podrían cumplir su misión porque habrían colapsado.

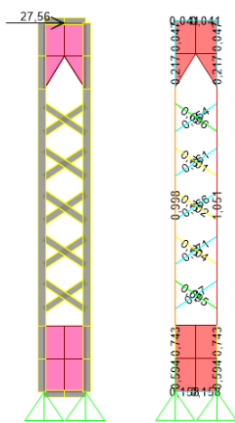


Figura 11. Comprobación del montante en estado nominal.

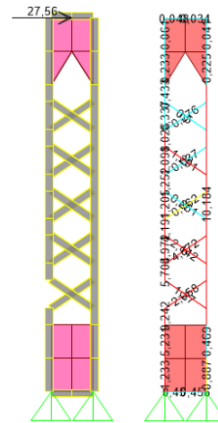


Figura 12. Comprobación del montante con corrosión.

El expuesto es un criterio de resistencia basado en el simple equilibrio de la configuración deformada. Equivale a admitir una imperfección geométrica de valor $\phi=1/200$ en cada una de las barras comprimidas aledañas a un arriostramiento (figura 13), valor que coincide con el de la imperfección básica inicial de cualquier barra conforme a la reglamentación vigente.

Aunque claramente conservador, el planteamiento adoptado permite apreciar de una forma simple, sin necesidad de mayor aparato numérico, la importancia fundamental de los daños que la corrosión ha inducido en el puente. No obstante, es precisamente dicho carácter conservador el que desaconseja su utilización como base para justificar el mecanismo de fallo.

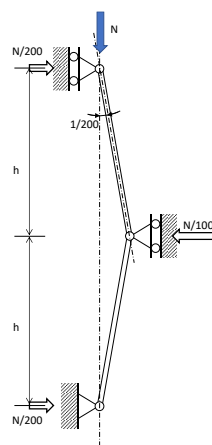


Figura 13. Resistencia de los arriostramientos.

Para ello, se ha planteado un análisis de base determinista siguiendo el formato convencional de comprobación de estructuras metálicas, que implica los siguientes pasos:

- En primer lugar, se les ha asignado a todos los montantes de arriostramiento la rigidez que se deriva del modelo representado en la anterior figura 12, esto es, suponiendo cortado el cordón interior. A los montantes extremos - ejecutados con perfiles de más entidad- se les asignan las mismas características mecánicas que a los intermedios, toda vez que los daños por corrosión igualan en la práctica su comportamiento (al perder uno de los cordones en la base). La posición del camión se desplaza ligeramente hacia uno de los cuchillos. El valor del multiplicador de pandeo (figura 14) obtenido es de 1,55 (es decir, sería necesario incrementar las acciones sobre la estructura en un 55% para que se produjese el pandeo).

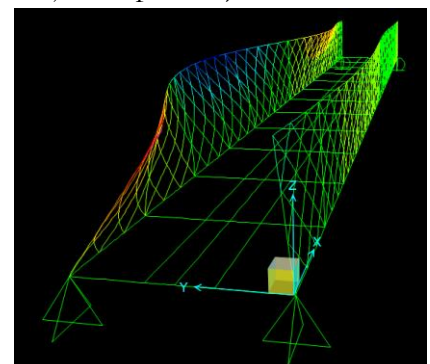


Figura 14. Primer modo de pandeo lineal.

Repetiendo el cálculo en condiciones nominales, sin considerar el efecto de los daños por corrosión en los montantes de arriostramiento (lo que

en la práctica equivale a asignarles la rigidez correspondiente al elemento completo, como se muestra en la anterior figura 11, rigidez superior en una orden de magnitud a la del montante dañado), se obtiene un multiplicador de valor 4.1.

- Aunque ambos valores resultan reducidos, multiplicadores inferiores a 10 obligan, conforme a la reglamentación vigente a considerar los efectos de segundo orden en los esfuerzos. Véase [4], expresiones 5.1 del apartado 5.2.1 *Efectos de la geometría deformada de la estructura*, el correspondiente a la situación de daño supone ya un riesgo claro. Exige, además (por ser inferior a 3), un análisis no lineal geométrico de la estructura, no siendo válidas aproximaciones como la propuesta en el punto (5) de 5.2.2. de [4] (consistente en multiplicar las fuerzas horizontales y las cargas equivalentes por el factor que se obtiene con la expresión 5.4, sin necesidad de introducir las

imperfecciones geométricas explícitamente)

- El análisis no lineal geométrico se desarrolla sobre un modelo numérico del cordón comprimido conforme al apartado 6.3.4.2 de [2], que indica que *...los cordones de celosías y las alas comprimidas sometidas a pandeo lateral pueden comprobarse modelizando los elementos como una columna sometida a la fuerza de compresión N_{Ed} y apoyada lateralmente sobre un lecho elástico modelizado de modo continuo o discreto con muelles...* Se ha desarrollado un modelo con ayuda del programa comercial SAP2000®. Para validar el modelo, en un primer análisis se ha aplicado, sobre el cordón recto, una distribución de cargas (figura 15) que induce los mismos axiles, figura 16, que la situación correspondiente al colapso (la recogida en la anterior figura 12. Cada 3,5 m se arriestra el cordón, figura 17, con un muelle de rigidez la deducida del modelo parcial de montante que recoge la anterior figura 12.

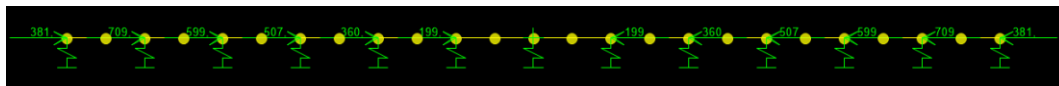


Figura 15. Distribución de cargas.

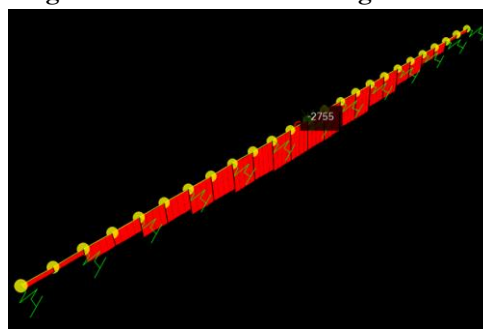


Figura 16. Axiles en el modelo de cordón comprimido.

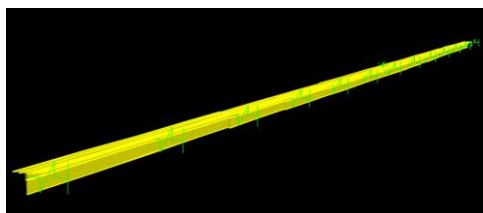


Figura 17. Arriostramientos laterales.

- Los resultados, mostrados parcialmente en la figura 18, son concordantes (el primer multiplicador de pandeo resulta 1,42 en ambos casos) y ligeramente conservadores respecto al 1,55

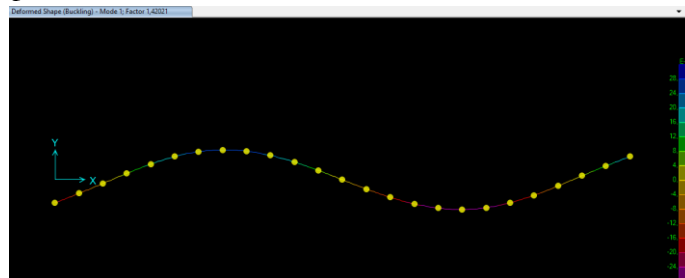


Figura 18. Modelo numéricos del cordón.

- Validado el modelo, el análisis no lineal geométrico se desarrolla conforme al método general (párrafo 11 del apartado 5.3.2 de [2]). Para ello, se ha procedido a modificar el modelo del cordón desarrollado con ayuda del programa SAP2000® y descrito en los párrafos precedentes en los siguientes aspectos:
 - Se han modificado las coordenadas de cada nudo para introducir las imperfecciones geométricas equivalentes. La posición de cada nudo se ha desplazado respecto al eje longitudinal modificando su coordenada “y” en forma proporcional a los desplazamientos modales obtenidos en el anterior modelo (figura 18 anterior).
 - El coeficiente de proporcionalidad entre la deformada modal y la de imperfección, esto es, entre el desplazamiento modal de cada nudo en el modelo lineal descrito más atrás y la coordenada “y” del modelo no lineal, se ha obtenido a partir de las características de la sección intermedia del cordón (la formada por tres chapas) y no la de la sección central, más potente pero que no resulta significativa en esta forma de pandeo.
 - Se ha supuesto una curva de pandeo “c” intermedia.
 - Las imperfecciones geométricas equivalentes resultantes son de $\pm 53,3$ mm (máximos intermedios), y $\pm 41,6$ mm (en los extremos), ajustando una deformada afín al primero modo de pandeo lineal. Estas imperfecciones suponen una deformación inicial del orden de $L/800$, muy reducida.
- Conforme a los resultados de este análisis, el cordón comprimido habría sobrepasado ligeramente su capacidad (suponiendo un límite elástico para el material de 263 MPa) cuando sobre el puente actuaran las cargas correspondientes al momento del colapso (las permanentes más el camión de 570 kN). Sería la situación mostrada en la figura 19.

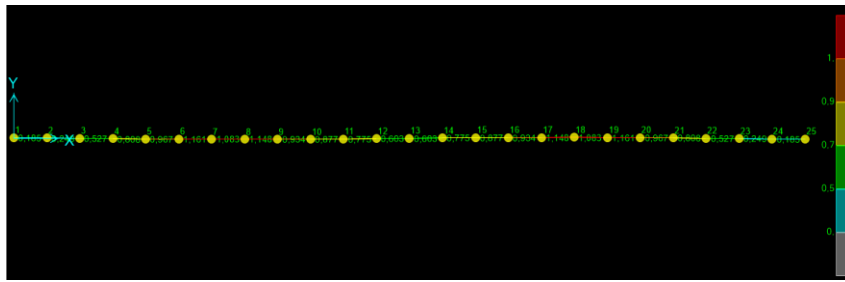


Figura 19. Relación solicitación/resistencia en los elementos del cordón.

- Más importante, las reacciones para la misma hipótesis de carga y en cabeza de los montantes de arriostramiento, hasta 20 kN (figura

20), superan ampliamente la capacidad del elemento, de unos 2,7 kN.

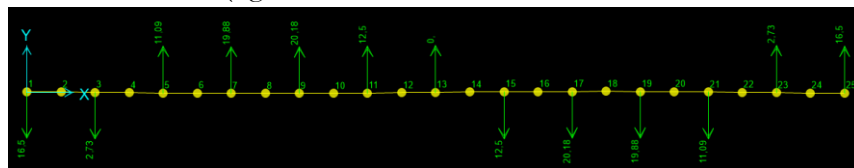


Figura 20. Reacciones sobre la cabeza de los montantes de arriostramiento.

En definitiva, los resultados obtenidos mediante modelos numéricos acordes a la reglamentación vigente, modelos que recogen los planteamientos más recientes de cálculo y que requieren la disponibilidad de medios informáticos de cierta potencia, no hacen sino confirmar los obtenidos previamente mediante las estimaciones groseras propias de la época de construcción del puente, *reglas de uso*

como la de dimensionar los arriostramientos para el 1% del axil arriostrado que, aún sin contar con una base técnica sólida, permitían el proyecto seguro de las estructuras. Los defectos existentes en los arranques de los montantes impiden garantizar dicha capacidad.

3. Conclusiones

El colapso del puente se justificó en dos aspectos determinantes:

- Por un lado, las cargas muertas dispuestas en el tablero y, en concreto, las correspondientes al peso del relleno que forma la calzada. Suponen una solicitación a todas luces desproporcionada, muy superior a la que se deriva del peso del propio puente, del tren de cargas de la época de construcción o del actuante en el momento del colapso.
- Los daños por corrosión presentes en los montantes de arriostramiento. La apariencia del vano tras el siniestro, figura 21, es ya clara

en este sentido, al mostrar la rotura de todos los montantes de las secciones centrales en uno de los cuchillos, rotura que se produce conforme a una configuración coherente con la pérdida previa de sección en el plano del tablero. Sólo así se justifica la total ausencia de deformación del propio montante (obsérvese que todos ellos mantienen la forma recta inicial, sin muestra alguna de plastificación por flexión). Es decir, previamente al colapso, los montantes se encontraban “suelos” en su base, y no ofrecieron coacción alguna al pandeo del cordón superior.



Figura 21. Disposición del vano colapsado.

El mecanismo concreto de fallo coherente con las circunstancias expuestas sería el siguiente:

- La pérdida total de la sección de los cordones interiores de los montantes de arriostramiento reduce la rigidez de estos elementos en, aproximadamente, un orden de magnitud.
- Aunque esa pérdida de arriostramiento no llega a inducir directamente la inestabilidad del cordón comprimido, incrementa las deformaciones de segundo orden.
- En consecuencia, aumentan los esfuerzos en el propio cordón y en los montantes. En estos últimos, paradójicamente, la sollicitación no es muy importante, respecto a la nominal, porque ya han perdido toda la rigidez (por eso es que en la configuración de colapso aparecen sin deformación alguna excepto, claro, en la base). En todo caso, como su resistencia ha caído en mayor proporción que la rigidez, fallan incluso ante esa sollicitación reducida.

Es importante, por último, señalar la relación existente entre las dos causas de fallo descritas: El valor desproporcionado de las cargas muertas y los daños por corrosión en los cordones interiores de los montantes de arriostramiento. Ambos tienen su origen en la elevación del nivel del pavimento por encima de los costeros de chapa que delimitan la calzada (véase figura 8 anterior).

Referencias

- [1] Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos de 1902.
- [2] UNE EN 1993-2: 2013 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 2: Puentes.
- [3] Norma básica MV 103/1972: 1972 Cálculo de estructuras de acero laminado en edificación.
- [4] UNE EN 1993-1-1: 1993 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.
- [5] Código Estructural: 2021 Dimensionado y comprobación de estructuras de acero.