

EVALUACIÓN DEL PUENTE DE EUGENIO RIBERA SOBRE EL RÍO PERALES EN ALDEA DEL FRESNO. MADRID

ASSESSMENT OF THE BRIDGE OF EUGENIO RIVERA OVER THE PERALES RIVER AT ALDEA DEL FRESNO. MADRID

Pedro Pablo Sánchez Martínez-Falero^a, Ángel Carriazo Lara^b y Domingo López Martín^c

^a Ingeniero Civil. Jefe de Proyecto. Torroja Ingeniería S.L.P.

^b Ingeniero de Caminos. Director Técnico. Torroja Ingeniería S.L.P.

^c Ingeniero Civil. Torroja Ingeniería S.L.P.

RESUMEN

El puente sobre el río Perales sirve al paso de la carretera M-510 sobre el cauce del río Perales, permitiendo su acceso al casco urbano de la localidad de Aldea del Fresno. Construido próximo a 1925 es representativo de la tipología de puente de tramo recto y, sobre todo, de un tipo de pilas en palizada muy característico de su autor, Eugenio Ribera (1864-1936), introductor del hormigón armado en España y cumbre de la ingeniería civil española del primer tercio del siglo XX. Este puente, sujeto al régimen de protección de Patrimonio Histórico de la Comunidad de Madrid, es uno de los puentes ejemplares de aquella época que ha sobrevivido a la historia y que es digno de ser preservado.

ABSTRACT

The bridge allows the crossing of the road M-510 over the Perales river and allows the access to the urban area of Aldea del Fresno. It was built about the year 1925 and it is an example of the typology of an straight bridge and, mainly, its trestle piers which were recurrently used by its author, Eugenio Ribera (1864-1936), who introduced the reinforced concrete in Spain and one of the brightest author of the first third of the 20th century. This bridge, which is under the protection of the “*Patrimonio Histórico de la Comunidad de Madrid*” office, is one of the prominent structures of that time that has prevailed and it is worthy to be preserved.

PALABRAS CLAVE: Rehabilitación, Ribera, hormigón, evaluación, dron.

KEYWORDS: Rehabilitation, Ribera, concrete, assessment, drone.

1. Descripción del Puente

El puente objeto de estudio sirve al paso de la carretera M-510 sobre el cauce del río Perales, permitiendo su acceso al casco urbano de la localidad de Aldea del Fresno. Se trata de un puente de cinco vanos isostáticos de 16.50 m de luz entre ejes de pilas, configurado mediante un

tablero de hormigón armado de 1.50 m de canto total cuya sección corresponde a una losa nervada de 0.30 m de canto y 6.20 m de anchura sobre 3 nervios inferiores de 35 cm de espesor separados 2.10 m entre sí. La sección del tablero se basa en los modelos oficiales de puentes de

tramos rectos para carreteras y caminos vecinales, de Zafra. La luz de los nervios es de 15,00 metros entre apoyos y los vanos no tienen continuidad, son isostáticos y sin aparatos de apoyo interpuestos. Ribera justificaba las bondades de los tramos isotáticos *“...estos tramos continuos un peligro serio, si han de apoyarse sobre pilas cuyos cimientos no ofrezcan una seguridad completa, como son, por ejemplo, las cimentadas con pilotaje...”* y concluía *“la continuidad de los tramos acentúa en sus extremos los efectos de la dilatación y obliga a dispositivos complicados y no siempre eficaces”* [1].

La ausencia de dispositivos de apoyo, que entonces eran chapas de plomo o láminas de cartón, estaba justificada por Ribera alegando *“...que hasta en puentes de 80 metros de longitud, constituidos por tramos independientes de 10 a 15 m. apoyados muchos de ellos sobre pilares de H. A., hemos siempre prescindido de chapas de plomo para su libre dilatación, sin que hayamos observado el menor inconveniente”*[2], explicando que *“...sus expansiones o contracciones se reparten en las juntas de todos los tramos independientes, en vez de integrarse en los extremos del puente, como ocurriría si los tramos fueran continuos”* [3].



Figura 1. Vista del puente.

En los extremos de cada vano se disponen diafragmas de hormigón armado que rigidizan los extremos de los 3 nervios. Los diafragmas correspondientes a vanos contiguos, coincidentes sobre cada pila, se mantienen independientes, sin conexión alguna, ni siquiera en la losa superior del tablero, donde la junta

entre tableros se vislumbra perfectamente en la capa de rodadura.

La plataforma se distribuye en una calzada central de 4,50 m de anchura, insuficiente para el tránsito simultáneo de dos carriles de circulación, motivo de la necesidad vigente de regulación de tráfico alternativo mediante semáforos dispuestos en ambos accesos a la estructura. A ambos lados de la calzada se disponen sendas aceras peatonales elevadas, de 85 cm de anchura total cada una, separadas de la calzada mediante una barrera metálica “bionda” y con barandilla en su borde exterior.



Figura 2. Vista de la plataforma.

Lo más significativo del puente son sus pilas en palizada doble, formadas por 8 soportes de hormigón armado de sección pequeña (35×35 cm) unidos por travesaños horizontales de la misma sección. Todos ellos conforman un entramado reticular, con los nudos reforzados mediante cartelas. *“Este tipo de palizadas dobles a 1,50 m. de distancia ofrece muy poco obstáculo a la corriente y una grandísima rigidez”* [4], decía Ribera. El conjunto dibuja una silueta propia de una pila maciza con tajamares. *“...Cuando la corriente del río puede ser violenta y arrastrar cuerpos flotantes, conviene reforzar estas palizadas con pilotes suplementarios, en los que se apoyan jabalcones oblicuos, que actúan como tajamares”*. La cimentación de cada uno de los soportes verticales se resuelve mediante pilotes prefabricados, de 8,50 m de longitud, que resultan parcialmente visibles dado el descenso que ha sufrido el lecho del río a lo largo del

tiempo, debido en gran parte a la presencia de graveras para extracción de áridos.



Figura 3. Vista de una pila.

Los estribos y aletas son de mampostería concertada de forma hexagonal, combinada con elementos de hormigón, emulando sillería artificial en los elementos de más resistencia: aristas, ángulos e impostas. El interior del estribo podría estar relleno con hormigón pobre, pero no era algo habitual en Ribera, que, en general, prefería la piedra en todo el espesor del muro. Los estribos se apoyan también sobre pilotes prefabricados de hormigón armado de 5,80 metros de longitud. Ribera resolvía la conexión de los pilotes con el cuerpo del estribo mediante un encepado de hormigón en masa.

2. Antecedentes históricos [5]

La primera referencia conocida de este puente es de 1925, por lo que se puede fechar su construcción entre 1905 y 1925.

La construcción del tablero se realizaba in situ con una dosificación de 300 kg de cemento portland por m³ de hormigón, lo que proporcionaba una resistencia media a la compresión de unos 200 kg/cm² a los tres meses [6] que correspondería aproximadamente a unos 170 kg/cm² de lo que hoy conocemos como resistencia característica con una tensión de rotura experimental de 120 kg/cm².

Las armaduras estaban constituidas por redondos lisos de acero dulce. El límite elástico

de estas armaduras, de acero común, se situaba en 2.200 kg/cm².

En la figura 4 se presenta la disposición de las armaduras en cada nervio. Es una solución habitual de Ribera, utilizada en Marruecos en puentes de la misma época que éste, con luces algo inferiores, aunque con interejos mayores y con dos nervios en vez de tres.

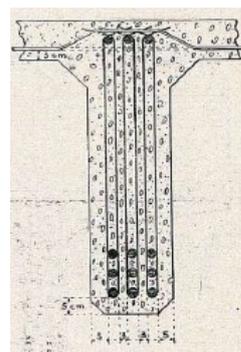


Figura 4. Esquema de armado extraído del Tomo IV Puentes de Fábrica y Hormigón armado.

La armadura real de las vigas del puente de Perales, consiste en un tirante inferior de 9 redondos de Ø35 mm, dispuestos en tres capas y cercos de Ø8 mm cada 47 cm.

Conviene recordar que, a partir de 1920, tanto Zafra en sus modelos oficiales como Ribera en muchas obras, prescindieron de los trenes de caballerías de 6 y 8 toneladas entonces vigentes en la Instrucción de 1902, y comenzaron a usar en el cálculo los trenes de carga con rodillos compresores de 20 toneladas que luego se plasmarían en la Instrucción de 1925 para Tramos Metálicos.

Los pilotes, de 35×35 cm se prefabricaban y se hincaban, normalmente mediante martinets, y posteriormente se descabezaban, para solapar su armadura con la de los soportes. Ribera fue el primero que introdujo en España los pilotes de hormigón armado, en 1905, en el puente de María Cristina en San Sebastián. Utilizaba un hormigón con cuantías de cemento portland, de 350 kg/cm² con lo que obtenía un hormigón de unos 250 kg/cm² de resistencia media a compresión, medida a los tres meses, equivalente

a unos 210 kg/cm² de la actual resistencia característica.

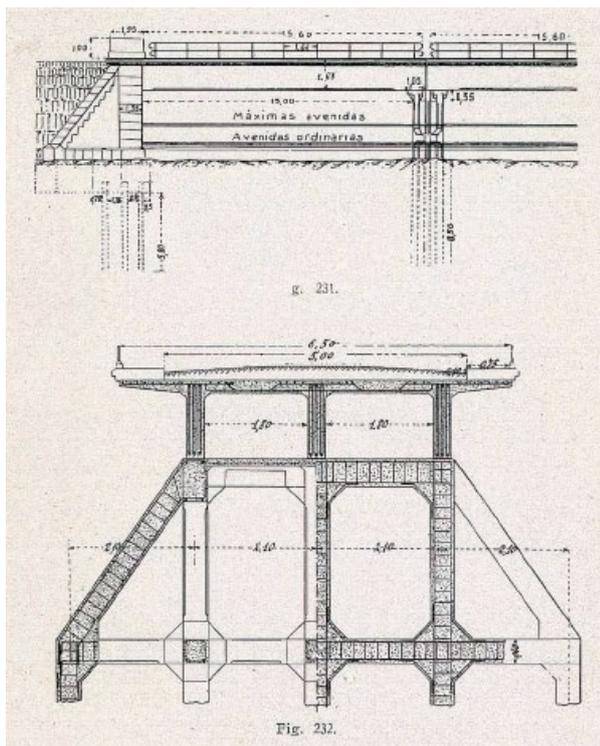


Figura 5. Esquema extraído del Tomo IV Puentes de Fábrica y Hormigón armado.

El armado de estos pilotes responde al esquema de cuatro redondos longitudinales, uno en cada esquina, de acero dulce de 14 mm de diámetro, arriostrados por cercos horizontales de 6 mm de diámetro, con separaciones cada 20 cm.

La hincada de los pilotes se realizaría mediante un martinete que, una vez asegurada la verticalidad del pilote, golpeaba su cabeza repetidamente con una maza hasta el rechazo.

Se desconoce intervención alguna en este puente hasta 1999, año en que la empresa GEOCISA realizó una reparación de fustes dañados, refuerzo del nervio central del tablero, a cortante con pletinas de acero (14 pletinas/alma) y a flexión con bandas de fibra de carbono (2 en cara inferior), inyección y sellado de una grieta en el estribo 1, fresado y repavimentación de calzada e instalación de defensas flexibles metálicas. También fruto de esta intervención se dispuso una limitación de carga a 12 toneladas.

Posteriormente, en el año 2000 la Confederación Hidrográfica del Tajo tramitó el proyecto de Limpieza y protección de ambas márgenes de los

ríos Perales y Alberche en Aldea del Fresno, con regularización de taludes de 1,50 m de altura y protección con escollera.

En 2012 Torroja Ingeniería redactó un estudio de posibles alternativas, así como la investigación, trabajos de campo y estudios previos necesarios para establecer la viabilidad técnica de una eventual ampliación del puente. La conclusión del citado estudio fue que el mal estado que presentaba el puente no permitía una ampliación de la plataforma del tablero sin que resultasen necesarias importantes actuaciones previas de recalce de cimentaciones, refuerzo y rehabilitación, lo que suponía un importante sobrecoste económico.



Figura 6. Intervención del año 1999.

3. Análisis del estado actual

3.1 Inspección

Para acometer el trabajo de evaluación se realizó una inspección detallada de cada uno de los elementos integrantes del puente. Los trabajos de inspección se desarrollaron con un equipo, formado por dos ingenieros con capacitación adecuada a los trabajos encomendados.

Como complemento a los trabajos de inspección se contó con la ayuda de un dron con cámara de alta resolución con el que se filmó un video perimetral de todos los elementos.



Figura 7. Dron con cámara Full-HD.

Un postproceso permitió realizar un modelo 3D del puente con resolución avanzada y posicionada en coordenadas absolutas. Esto permite realizar la inspección a muy escasa distancia y medir los deterioros con gran precisión.



Figura 8. Modelo digital realizado a partir de fotogramas.

Por último, se realizó una exigua batería de ensayos para caracterización de los materiales, conforme a lo que se nos permitió, pero suficiente en cierto modo para corroborar las asunciones preliminares.

3.2 Resultados de la Inspección

No es objeto de esta ponencia ni reviste mayor interés el relatar de forma exhaustiva todos los deterioros que se detectaron en el puente, pero sí haré una breve descripción de los daños para acercar el contexto al lector.

Los paramentos de hormigón tanto de tablero como de las pilas presentan grandes lajaciones, que dejan la armadura a la vista con corrosión e incluso aparente pérdida de sección, así como un estado de fisuración severo en los nervios del tablero y en algunos elementos de las pilas, ocasionados por la corrosión de las armaduras.



Figura 9. Armadura vista con corrosión en nervio.



Figura 10. Fisura por corrosión en nervio.

Las pilas no presentan un mejor aspecto. A la erosión generalizada de los pilotes prefabricados con el árido visto se unen las patologías debidas a la corrosión de las armaduras en buena parte de sus elementos, ya sean fustes o riostras.

A esto se añade la poco cuidada intervención en el pasado de algunas reparaciones y como no, el factor antropogénico del vandalismo materializado en forma de *graffitis*.

El descenso del lecho ha dejado en evidencia la falta de alineación de pilotes con sus correspondientes soportes, la falta de verticalidad en alguno de ellos y la poco cuidada ejecución de las juntas entre hormigones.



Figura 11. Refuerzo de fuste y erosión generalizada.

Los estribos, por su parte son los elementos que presentan mejor aspecto, con arenización débil de la piedra de la fábrica y con el sempiterno *graffiti* en el muro frontal del estribo, más próximo al municipio.

Por último, la plataforma no presenta mejor aspecto; la superficie de rodadura está envejecida y sometida al rigor de los agentes climáticos. Así, se ha localizado desgaste en las bandas por las que habitualmente ruedan los vehículos, grietas por causa de envejecimiento y descarnaduras localizadas por la superficie del pavimento sobre el tablero.



Figura 12. Vista del estado del pavimento y de las juntas.

No existen dispositivos de dilatación en las juntas entre tableros con lo que el agua discurre libremente por la subestructura.

3.3 Resultados de los ensayos

Los ensayos de determinación de la profundidad de carbonatación en un hormigón endurecido por el método de la fenolftaleína han arrojado resultados de entre 30 y 40 mm.

En los ensayos de hormigón- extracción y rotura por compresión de probetas testigo se han obtenido resistencias entre 20 y 30 MPa.

Los ensayos de densidad y porosidad del hormigón arrojan valores medios de 23,4 kN/m³ y 8%, respectivamente.

De la batería esclerométrica para obtención del índice de rebote se han obtenido valores homogéneos, del entorno de 60 en tablero y próximo a 50 en pilas.

La medición del potencial de corrosión libre en estructuras de hormigón armado arroja resultados superiores a -200 mV en tablero y superiores a -300 mV en pilas.

En el ensayo sobre probeta de acero liso se obtuvo un valor de 215 MPa de límite elástico y 274 MPa de carga de rotura.

4. Evaluación del puente

4.1 Desde el punto de vista de la durabilidad

Se puede afirmar con todo rigor que las causas últimas de los daños y deterioros observados en el hormigón del puente son tanto de origen químico como físico.

4.1.1. Daños debidos a ataques químicos

Como recordatorio, es importante hacer notar que, desde un punto de vista químico, el hormigón es alcalino por naturaleza. Por lo tanto, es particularmente vulnerable al ataque por sustancias ácidas del entorno o a las que esté expuesto en su vida útil.

La causa más probable del deterioro del hormigón del puente es seguramente el fenómeno natural de la carbonatación. El hormigón está casi siempre en contacto con el

aire, y, por lo tanto, dependiendo de la localización de la estructura, expuesto a menores o mayores niveles de dióxido de carbono en la atmósfera.

La medida del “frente” de carbonatación, que marca la profundidad de penetración del dióxido de carbono y la consecuente reducción de la alcalinidad pasivante, parece que ha podido alcanzar, eventualmente, la profundidad de las armaduras. En esta situación el acero ya no está físicamente protegido por la alta alcalinidad del hormigón, y con la presencia de humedad y oxígeno normal, se producirá la corrosión, llevando a fisuración y desprendimiento del recubrimiento de hormigón.

4.1.2. Daños debidos a causas físicas

Hay otro daño claramente perceptible de forma general en los elementos de hormigón que es el envejecimiento del material. Se observa que es un hormigón viejo, no en vano tiene cerca de 100 años. Este fenómeno se hace más patente en los pilotes prefabricados hincados, perfectamente detectable en su “grosera” unión con los pilares. El efecto físico de erosión es palpable en aquellos dejando a la vista el árido grueso, en ausencia de lechada y de árido fino.



Figura 13. Erosión en los pilotes.

4.1.3. Conclusión

La presencia de agua de percolación y de humedad es el principal agente desencadenante de los deterioros no mecánicos observados. En efecto, la filtración de agua a través de la masa de hormigón y el intercambio químico de iones con

el exterior, constituyen los diferentes procesos de degradación de la estructura, en el marco de la durabilidad. Dos son los factores que influyen en la aparición de estos procesos de degradación, la propia estructura de poros de la masa de hormigón y la configuración de estados de fisuración que permiten el libre acceso de agentes contaminantes, fundamentalmente, en disolución acuosa.

En cuanto al primero de los factores, es evidente que buena parte de la estructura está sometida a procesos de carbonatación, inducidos por la agresividad ambiental.

En los testigos extraídos el frente carbonatado alcanza hasta 40 mm en los hormigones in situ y 20 mm en el hormigón de los pilotes hincados. El hormigón ha dejado de proteger la armadura por lo que se pueden iniciar procesos activos de corrosión. Sin embargo, el hormigón ha resultado poco poroso lo cual favorece la baja permeabilidad del mismo. Además, la compacidad que se observa no sólo visualmente sino a la luz de los resultados esclerométricos del índice de rebote, reflejan a nuestro juicio un hormigón relativamente sano. La densidad obtenida es la de un hormigón en masa corriente y las resistencias a compresión obtenidas son más optimistas que los supuestos teóricos del material. De hecho, la carbonatación es un proceso natural que no debilita el hormigón. Todo lo contrario: el hormigón adquiere mayor resistencia y disminuye la porosidad. Al ser un fenómeno que se produce desde el exterior al interior, la dureza aumenta de afuera hacia adentro y por lo tanto puede llevar error a ensayos como la esclerometría. No en vano, los índices de potencial de corrosión medidos, descartando los valores más extremos, arrojan medidas superiores a -275 mV, considerado como umbral de baja corrosión. Tan solo en la pila ensayada, estos valores superan los -300 mv lo que supone un riesgo de corrosión algo mayor. No obstante, todo lo dicho está basado en los ensayos sobre una población muy discreta

(ajena a nuestra recomendación) tanto de testigos como de puntos de medida.

Con estas consideraciones parece que la intervención por motivos de durabilidad debe orientarse a proteger el hormigón y reestablecer una nueva barrera física contra la corrosión.

4.2 Desde el punto de vista de la capacidad portante

4.2.1. Estribos

Los estribos de fábrica son elementos masivos. Su nivel de deterioro es reducido. Parece no estar comprometida su capacidad estructural. Tan solo es reseñable una grieta sellada, cuyo origen debió estar en algún asiento diferencial, dada la dirección de la misma, actualmente estabilizado, por cuanto no se ha vuelto a abrir.

4.2.2. Pilas

Las pilas son, sin embargo, los elementos más débiles. Son estructuras esbeltas con escuadrías pequeñas. Son de diseño atrevido para la época y, como ya se ha mencionado, simulan el esqueleto de una pila maciza de fábrica, con tajamares, y con un comportamiento resistente equivalente a una pila-pilote.

Se ha realizado un modelo de cálculo de pila aislada para comprobar el comportamiento resistente de la misma. Las cargas actuantes se han obtenido a partir de un modelo de cálculo de un vano del tablero, sometido a las cargas verticales permanentes y a las sobrecargas variables que indica la vigente IAP-11.

En estas condiciones y bajo las cargas solicitantes se puede concluir que las pilas no soportan las cargas de la vigente Instrucción de Acciones IAP-11, por lo que está absolutamente justificado la imposibilidad de ampliación de plataforma sin una intervención de refuerzo en las pilas.

Parece evidente también que la limitación de carga de la intervención de 1999 estaba justificada pues el vehículo pesado de la IAP-98 ya era de 600 kN.

Tras diversas iteraciones reduciendo la carga del vehículo pesado a 320 kN (hormigonera), 260 kN (camión 4 ejes) y 180 kN, es con esta última, manteniendo el resto de cargas normativas, con la que las pilas tienen un comportamiento satisfactorio, alcanzando el equilibrio, siempre en régimen no lineal.

Hay que tener en cuenta también que hay cierta ausencia de verticalidad en algunos pilotes e incluso imperfecciones claras de replanteo que aportarían excentricidades accidentales a las cargas y que no se han considerado.

4.2.3. Tablero

Como se mencionaba en el apartado anterior se ha modelizado un vano del tablero del puente para comprobar su respuesta estructural frente a las cargas de la vigente Instrucción de acciones IAP-11.

Bajo estas condiciones, ninguno de los 3 nervios resiste la flexión positiva en ELU de agotamiento, con momentos solicitantes de cálculo un 50% mayores que el momento resistente de la sección, con las características de los materiales obtenidos de los ensayos.

En el año 1999 se realizó una intervención en el tablero en el que se dispuso un refuerzo a flexión en la viga central mediante el encolado de 2 laminados de fibra de carbono de 100x1,2 mm y aproximadamente 8 m de longitud. Con este refuerzo, el momento resistente de la sección aumenta un 15%, insuficiente aún para absorber los momentos solicitantes de las cargas vigentes. Como quiera que en el cálculo de pilas se precisa limitar el vehículo pesado a 180 kN, esta reducción implica una disminución de los esfuerzos de flexión en los nervios del orden del 25%, de forma que con dicha limitación de carga el nervio central cumpliría el ELU de agotamiento, teniendo en cuenta el refuerzo existente pero los nervios laterales requerirían un refuerzo adicional.

Si como es previsible, de las 3 capas de armadura de flexión en centro de vano, dos de ellas suben a 45° en la zona de apoyos para absorber

precisamente el esfuerzo cortante, habría que contar con 3Ø35 en la sección más solicitada más la contribución del hormigón. Como quiera que se desconoce la disposición de armadura transversal en zona de apoyos, del lado de la seguridad, es razonable no contar con ella, con lo que resulta insuficiente para resistir los esfuerzos de cálculo en los 3 nervios. Ahora bien, sólo el refuerzo de chapas encoladas de 150x6 mm/200 del año 1999, considerando un acero S235, sería capaz de resistir el 70% de cortante solicitante que junto con la armadura interna sería más que suficiente para resistir los esfuerzos en el nervio central, pero no así en las laterales que no disponen de refuerzo.

4.3 Riesgo potencial de socavación

Han transcurrido casi 100 años desde la construcción del puente y el hecho cierto es que el lecho del cauce del río Perales ha descendido del orden de 1,50 m, sin conocer la causa, aunque podría apuntarse a la existencia de graveras de extracción de áridos que durante años han trabajado aguas abajo del puente.

Si la profundidad de los pilotes en pilas era originalmente de 8,50 m, de acuerdo a los esquemas originales de Ribera, actualmente sólo se encuentran enterrados 7,0 m. Como quiera que son pilotes hincados cuya hincada se prolonga hasta el rechazo que, en general, se consideraba conseguido cuando la hincada con un golpe de la maza no superaba los 3 mm, permite suponer que se apoyan en un terreno incompresible (mioceno) pero sin un empotramiento amplio en aquel.

Este sustrato mioceno se encuentra a una profundidad variable, de acuerdo con las investigaciones geotécnicas que se hicieron para el proyecto del nuevo puente. Conviene por tanto asegurar que, en adelante no va a socavarse el cauce, ya sea por causas naturales o antropogénicas, ya que tener más longitud libre de pilotes supone no contar con terreno de reacción frente a cargas horizontales, que es el punto débil de estas pilas.

5. Propuesta de intervención

Queda claro que este puente está sujeto al régimen de protección de Bien Patrimonial Industrial de la CAM, siendo necesaria no sólo su conservación sino también su restauración y mantenimiento futuro, quedando prohibida su demolición.

Descartado también el refuerzo estructural de las pilas, la actuación debe pretender algo más que asegurar la mera funcionalidad y estabilidad de una estructura que a lo largo de casi cien años ha sufrido, lógicamente, desperfectos y algunas reparaciones. Si bien la limitación de carga actual, de 12 t es adecuada, se plantea la posibilidad de aumentar dicha limitación hasta 18 t, acometiendo un refuerzo en las vigas laterales.

Con este objetivo, la filosofía con la que se aborda la restauración puede resumirse en dos ideas que, por otra parte, son las que inspiran toda la teoría de lo que se viene denominando el *restauro crítico*. Por una parte, encarar la rehabilitación de los elementos constructivos, compositivos y estructurales con un criterio conservacionista, limpiando y restaurando dichos elementos, sin añadidos que pudieran alterar la imagen original del puente. Por otra parte, y cuando por necesidades funcionales hayan de incorporarse nuevos elementos, tal incorporación ha de resultar bien diferenciada con respecto a lo ya existente, con materiales distintos, de forma que tenga una fácil lectura.

En base a esta filosofía, se reseñan a continuación las líneas de actuación dirigidas a la rehabilitación del puente. No se trata, por tanto, de relatar cada una de las actuaciones recomendadas que deberán plasmarse en el proyecto correspondiente sino de esbozar brevemente la intervención recomendada, que se puede discretizar en:

Una rehabilitación estructural orientada por un lado a la regeneración volumétrica de los elementos mediante morteros tixotrópicos tipo R3/R4 más o menos elásticos, bicomponentes, de base cementosa, previa preparación de las

superficies y tratamiento de fisuras. Con esta actuación se pretende devolver a los elementos constitutivos sus características geométricas y mecánicas. Por otro lado, el necesario refuerzo a flexión de los nervios laterales del tablero con laminado de fibra de carbono y el refuerzo a cortante de los 3 nervios con tejido de fibra de carbono, previa eliminación del refuerzo de chapas actual, que carece de toda estética.

Esta rehabilitación debe culminarse con tratamientos de protección del hormigón, mediante pinturas anticarbonatación o morteros fluidos impermeabilizantes.

Por otro lado, se debe acometer una rehabilitación funcional que debe contemplar el dotar al puente de los elementos auxiliares necesarios que posibiliten su funcionamiento adecuado y eviten su deterioro por los fenómenos climáticos. Entre estos cabe destacar los correspondientes al pavimento de calzada y aceras, a los sistemas de impermeabilización del tablero y de drenaje del mismo y a la disposición de juntas de dilatación y de sistemas de contención. En relación a esto último, en un puente prácticamente urbano, como el que nos ocupa, con el tránsito regulado por semáforos y con una limitación de velocidad de 40 km/h, no parece lo más adecuado mantener la barrera de seguridad tipo "bionda". Aprovechando una ampliación de acera se debería disponer un elemento disuasorio para el tráfico que a la vez proteja a los peatones pero que tenga una estética más cuidada.

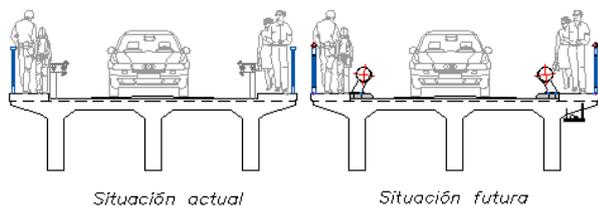


Figura 14. Croquis de plataforma.

Por último, se debe realizar una intervención preventiva frente al riesgo de socavación. Por un lado, recalzar con micropilotes las pilas y además proteger el lecho con un manto de escollera.

Con estas tres líneas de actuación y con un adecuado plan de mantenimiento el puente

quedaría a nuestro juicio en condiciones funcionales y de seguridad adecuadas.

Y como corolario, aprovechando la rehabilitación del puente y dada su nueva condición patrimonial vale la pena instalar unas placas conmemorativas a la entrada y salida del puente, aprovechando los macizos de hormigón que limitan el puente, en las aceras.

Podría ser algo como lo reflejado en la siguiente figura:



Figura 15. Placa conmemorativa.

Al cierre de este artículo se están tramitando los permisos necesarios para el inicio de las obras.

Referencias

- [1] José Eugenio Ribera Dutaste, Puentes de fábrica y hormigón armado. Tomo IV. Capítulo I, pág.51. Madrid, 1932.
- [2] José Eugenio Ribera Dutaste, Puentes de fábrica y hormigón armado. Tomo IV. Capítulo I, pág.52. Madrid, 1932.
- [3] José Eugenio Ribera Dutaste, Puentes de fábrica y hormigón armado. Tomo IV. Capítulo I, pág.30-31. Madrid, 1932.
- [4] José Eugenio Ribera Dutaste, Puentes de fábrica y hormigón armado. Tomo IV. Capítulo VII, pág.212. Madrid, 1932.
- [5] Javier Parrondo Rodríguez, Eugenio Ribera un puente desconocido en Aldea del Fresno (Madrid), Ingeniería Civil nº 176, pág.107-117, 2014.
- [6] José Eugenio Ribera Dutaste, Puentes de fábrica y hormigón armado. Tomo I. Capítulo II, pág.52. Madrid, 1925.