

Proyecto de reparación y acondicionamiento del Puente Histórico de Puente Del Río (Almería)

Project for the repair and refurbishment of the Historic Bridge of Puente Del Río (Almería)

José Antonio MOYA ORTIZ^a, Ignacio PULIDO SÁNCHEZ^b, Carlos JIMÉNEZ SOLANAS^c, David ALCAÑIZ JIMÉNEZ^d y Rosa DÍAZ PÉREZ^e

^a Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. M. de Transportes y Movilidad Sostenible. Director de Obra. jamoya@transportes.gob.es

^a Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. TYLin. Desarrollo de Negocio. ignacio.pulido@tylin.com

^b Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. TYLin. Jefe de Proyectos. carlos.jimenez@tylin.com

^c Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. TYLin. Jefe de Proyectos. david.alcaniz@tylin.com

^d Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Ingeniero Proyectista rosa.diaz@tylin.com

RESUMEN

El puente histórico sobre el río Adra situado en el pk 391+700 de la N-340a en la localidad almeriense de Puente del Río es un puente arco de tablero superior, concebido bajo los criterios del sistema Melán-Ribera, con la singularidad añadida de un diseño de arco triarticulado mediante la materialización rótulas de tipo Mesnager, siendo uno de los escasos ejemplos de uso de este tipo de rótulas en España.

La actuación de rehabilitación acometida consiste en la reparación y refuerzo de los daños desarrollados, y en la mejora de las prestaciones de la estructura mediante una ampliación de tablero, pasando de los 8,05 m de ancho original a los 10,20 m del ancho definitivo.

ABSTRACT

The historic bridge over the Adra River, located at km 391+700 of the N-340a in the town of Puente del Río in Almería, is an upper-deck arch bridge, designed according to the criteria of the Melán-Ribera system, with the added uniqueness of a three-hinged arch design using Mesnager-type hinges, being one of the few examples of this kind of hinges in Spain.

The rehabilitation work undertaken consists of repairing and reinforcing the damage developed, and improving the performance of the structure by extending the deck, going from the original width of 8.05 m to the final width of 10.20 m.

PALABRAS CLAVE: Refuerzo arco triarticulado, rótula Mesnager, ampliación, plataforma, sismicidad.

KEYWORDS: Reinforcement of three-hinged arch, Mesnager hinge, extension deck, seismicity.

1. Introducción

El puente sobre el río Adra se encuentra ubicado en el pk 391+700 de la carretera nacional N-340a, en el municipio de Puente del Río, próximo a Adra, dentro de la provincia de Almería. La estructura se compone de dos arcos triarticulados de un único vano, construidos y

diseñados bajos los preceptos del sistema de Melán-Ribera.

A lo largo del artículo se hace un breve repaso conceptual sobre los principios que rigen el diseño de muchas estructuras de tipo arco de hormigón armado que en España fueron construidas bajo este sistema, principalmente a

lo largo de la primera mitad del siglo XX, gracias a la labor de D. Eugenio Ribera Dutaste.

En los puentes arco así contruidos es habitual la aparición de patologías que reducen la vida útil. Llegados a un punto de desarrollo de los deterioros, la capacidad estructural queda mermada, y es necesaria una actuación de rehabilitadora.

2. Descripción conceptual del sistema Melan-Ribera

A finales del siglo XIX, el ingeniero austriaco, D. Joseph Melan (1853–1941), patentó un sistema de ejecución de puentes arco de hormigón prescindiendo de las costosas y complejas cimbras provisionales que requería la construcción del arco hasta que su cierre en clave convertía en autoportante a la estructura.



Figura 1. Cimbra provisional para la ejecución de un puente arco de hormigón

Para ello, el ingeniero austriaco ideó un sistema constructivo en el cual se hacía uso de una celosía metálica con la doble función de: en primer lugar, en fase constructiva, ejercer como cimbra autoportante del conjunto de encofrados, mientras que en fase de servicio, los diferentes cordones metálicos que conforman la celosía, colaboran como armadura resistente del hormigón para hacer frente a los estados de compresión compuesta que aparecen en el arco, por causa de las flexiones inducidas por las sobrecargas de uso, que alejan la respuesta

estructural del arco del estado deseado de antifunicularidad de cargas.

En las figuras nº 2 puede verse un ejemplo de la operación de ensamblaje de la celosía metálica, mientras que en la figura nº 3 puede observarse otro ejemplo donde la celosía se encuentra totalmente terminada y parcialmente cubierta por los paneles de encofrado que permitirán el hormigonado del arco.



Figura 2. Puente «Chauderon-Montbenon», ensamblaje de la celosía metálica. (Melan 1911)



Figura 3. Puente de Echelsbach, la estructura de acero con una parte del encofrado (Duell y Gerhart 1929)

D. Eugenio Ribera, (1864–1936), ideó casi en paralelo un sistema constructivo muy similar al de Melan, introduciendo ciertas mejoras constructivas en cuanto al diseño de la celosía metálica, siendo el acueducto de El Chorro en Málaga la primera realización ejecutada por Ribera bajo su patente constructiva.



Figura 4. Acueducto de El Chorro (1904)

3. Descripción de la estructura

El puente sobre el río Adra en el municipio de Puente del Río, (Almería) se compone de 2 arcos triarticulados dispuestos en paralelo, con una luz libre de 44,00 m y una flecha de 4,40 m, lo que lleva a un peralte de 1/10 (flecha/luz). Los arcos están separados 6,70 m entre ejes.



Figura 5. Vista general de la estructura

La sección transversal de los arcos es constante, de forma rectangular, y con dimensiones de 1,35 m de ancho y 1,00 m de canto. El arco se construye siguiendo los criterios de diseño del sistema Melan-Ribera, de forma que en el interior de la sección transversal se dispone de una celosía metálica para su empleo como cimbra en fase constructiva y su desempeño como armadura resistente en fase de servicio.

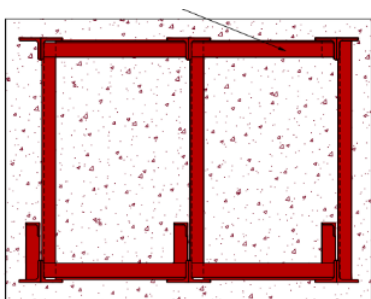


Figura 6. Sección transversal tipo del arco

Sobre cada arco se sitúan 10 montantes con sección rectangular constante de 0,28x1,05 m y altura variable.

Las articulaciones se disponen de forma simétrica, apareciendo una en el centro de vano y las otras a una distancia de aproximadamente 2,36 m de los arranques. Las articulaciones son de tipo Mesnager, consistente en una estricción de la sección del arco, a través de la cual se hacen pasar 2 capas de 20Ø32.

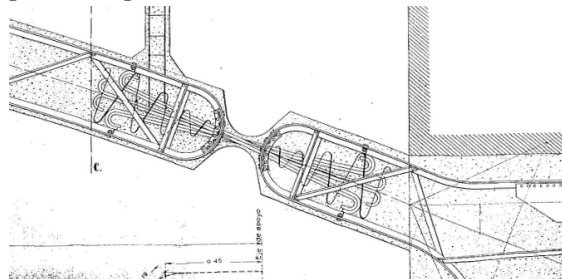


Figura 7. Rótula de tipo Mesnager

El tablero, con un ancho original de 8,05 m, está compuesto por 14 riostras que se encuentran empotradas a éste y que actúan como elementos de unión con los 10 montantes, las 4 riostras que se encuentran en la zona central del tablero vinculan directamente la losa a los arcos, en una longitud de aproximadamente 8,00 m en la zona más próxima a la clave. El canto de las riostras es de 0,58 m y poseen un ancho de 0,28 m coincidiendo con el ancho de los montantes. La losa del tablero tiene 22 cm de espesor y se apoya sobre las riostras de unión entre montantes.



Figura 8. Vista general inferior del tablero

Los estribos del puente son cerrados, apareciendo, en ambos casos, 2 muros de acompañamiento en los laterales del estribo, prolongándose 16,00 m hasta su intersección con la vaguada del río. La altura total de los estribos es de aproximadamente 12 m desde el lecho del cauce. A media altura, a unos 8,00 m surgen de los muros de frente los empotramientos del arco, quedando apoyado el tablero a su cota superior.

4. Descripción de daños

A continuación, se hace un breve resumen de los principales daños y patologías desarrollados con el paso del tiempo en la estructura que motivaron la necesidad de reparación y refuerzo. A nivel de estribos, los principales daños se corresponden con el lavado y apertura de llagas en la fábrica de mampostería.



Figura 9. Lavado y apertura de llagas en estribos

El daño principal de la estructura se concentra en los arcos. De forma sistemática en todas estas estructuras de tipo arco de hormigón, construidas siguiendo los criterios de diseño del sistema Melan-Ribera, el paso del tiempo acaba produciendo la oxidación de los perfiles metálicos que conforman la celosía. A medida que avanza la oxidación, el incremento de volumen que experimentan los perfiles acaban lajando y estallando el hormigón de recubrimiento del arco.



Figura 10. Perfiles metálicos vistos por estallido del recubrimiento de hormigón en zona de rotula de empotramiento.

La progresión de estos daños a lo largo de la directriz del arco acaba dejando largos tramos de la celosía al descubierto. Esta circunstancia, de claro origen durable, acaban teniendo una fuerte repercusión estructural que merma la capacidad portante de la estructura, tanto en cuanto se pierde la eficacia en la colaboración del acero en la respuesta resistente (al perder la adherencia con el estallido del hormigón) como por la aparición de cierto riesgo de pandeo de los cordones metálicos sometidos al axil de compresión del arco.



Figura 11. Perfiles metálicos vistos por estallido del recubrimiento de hormigón

A nivel de montantes y tablero, los principales daños se corresponden con desconchones y armaduras pasivas vistas, siendo especialmente relevantes los daños en las inmediaciones de los labios de las juntas de dilatación de la losa.

Por último, indicar que el alzado del puente manifestaba en el centro de vano, próximo a la clave del arco, una deformación significativa,

apreciable a simple vista, bajo cargas permanentes, de unos 15 cm.



Figura 12. Deformación del centro de vano

4. Actuaciones de reparación

Las actuaciones de reparación en la estructura se orientan en primer lugar a la recuperación de los adecuados niveles de seguridad de la estructura, y a su vez, en una mejora de las prestaciones de la infraestructura procediendo a una ampliación de la plataforma.

4.1. Refuerzo de arcos

En base al nivel actual de daños que presentan los arcos del tablero, con objeto de proporcionar la adecuada seguridad estructural del puente, así como para resistir el incremento de acciones derivado de la ampliación del tablero y del propio incremento de las sobrecargas de uso de la normativa vigente de acciones, se ha procedido a diseñar un refuerzo de los arcos consistente en el saneo de la cara superior e inferior de los arcos, hasta descubrir los perfiles metálicos de la celosía interior que alberga la sección, para a continuación disponer la pertinente armadura de refuerzo y reconstruir la sección original del arco, intentando respetar la geometría inicial de la sección, para que con esta operación de refuerzo no se incrementen los pesos y esfuerzos sobre la estructura.

Gracias a esta solución ejecutada con hormigón autocompactable se posibilitó, mediante la colocación de la pertinente armadura longitudinal que dictaba el cálculo, el refuerzo a

flexión compuesta a negativos y a positivos, manteniendo la geometría inicial de la sección rectangular del arco de 1,35 m de ancho y 1,00 m de canto.

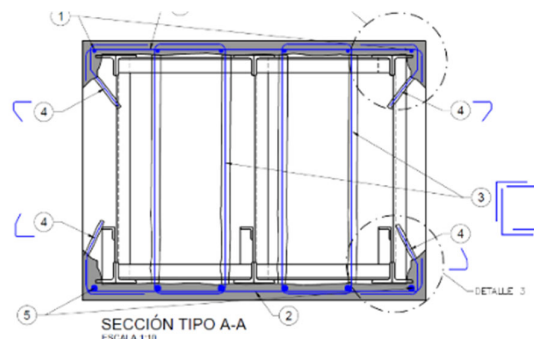


Figura 13. Sección tipo de refuerzo de arco.

En el empotramiento del arco, la armadura longitudinal del refuerzo estaba compuesto por 6 barras de Ø32 en la cara superior del arco y de 6 barras de Ø25 mm en su cara inferior. En la zona entre las rótulas laterales se tienen 6 barras de Ø16 en la cara superior y 6 barras de Ø25 en la cara inferior.

Para garantizar una respuesta monolítica del conjunto se procede a la colocación de una armadura transversal de cosido entre el hormigón original del arco y el hormigón nuevo del refuerzo. Esta armadura es aprovechada igualmente para mejorar la respuesta mecánica de los arcos frente a esfuerzos cortantes.

La actuación de refuerzo se inicia con el picado superficial de las caras superior e inferior de la sección rectangular del arco, rebajando el canto hasta encontrar la cota en la que aflora la perfilera metálica de la celosía existente en el seno de la sección del arco. En las caras laterales de los arcos, el picado no se acomete en toda su superficie, sino que se realiza de forma local, extendiéndose por el canto no más de 20 cm. Gracias a esta actuación, se procede al saneo del hormigón más degradado superficialmente y se consigue las condiciones necesarias de adherencia entre el hormigón actual y el hormigón futuro del refuerzo.



Figura 14. Vista de arco tras el picado superficial y la pasivación de perfiles metálicos de la celosía.

A continuación, se procedió al chorreado integral de la superficie del arco con agua/arena a presión. Este tratamiento cumple el doble objetivo de limpiar la superficie picada del arco de restos de polvo y suciedad que pudiese perjudicar la adherencia entre hormigones, así como de un primer tratamiento de limpieza de óxido sobre los perfiles laminados descubiertos, previo a su tratamiento de pasivación para protegerlos frente a la oxidación.

A continuación, se procede al ferrallado del refuerzo.



Figura 15. Vista de ferrallado de arco

Para el anclaje de la armadura principal de flexión en el arranque de los arcos, es necesario ejecutar en el empotramiento de los arcos embebidos en los estribos unos taladros de 1,50 m de longitud para albergar a la armadura principal de negativos de la cara superior y taladros de 1,00 m de longitud para la armadura de la cara inferior de los arcos.

El paso de la armadura longitudinal de refuerzo de la cara superior del arco en la zona de

montantes requiere igualmente la ejecución de taladros pasantes en los mismos.

Por último, la mejora de la capacidad resistente frente a esfuerzos cortantes y la necesidad de proporcionar el adecuado cosido frente a esfuerzos rasantes que garanticen la respuesta monolítica de la sección, hizo necesaria la disposición unas familias de armaduras transversales. Armaduras estas alojadas en unos taladros pasantes que atraviesan el canto del arco, así como de todo el canto de la zona de macla al llegar a esta zona.

Estas armaduras transversales se disponen en toda la longitud de la directriz del arco, a excepción de un pequeño tramo centrado en las rótulas existentes, debido a que su alta densidad de armado de la rótula impide la ejecución física de taladros en estas zonas.

Terminado el ferrallado se procede a la colocación de unos encofrados colgados y al posterior hormigonado con hormigón autocompactable.

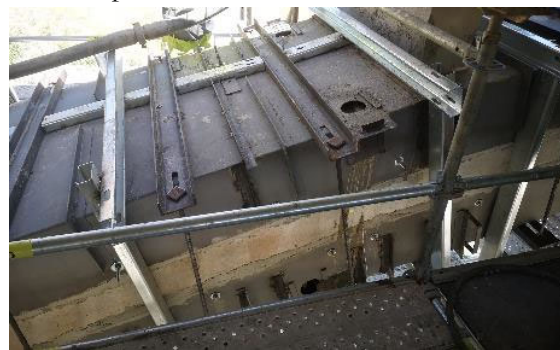


Figura 16. Vista de ferrallado de arco

4.2. Refuerzo de tablero y ampliación de plataforma

A nivel de tablero, las actuaciones de reparación principales han consistido en:

- Refuerzo de riostras
- Reparación de cara inferior de losa existente.
- Ejecución de una nueva losa de hormigón ligero directamente ejecutada sobre la losa existente y ampliación de voladizos laterales.

a lo largo de la estructura, sino que presentaba un espesor variable, con un espesor mínimo de unos 9 cm en la sección de estribo y un espesor de unos 19 cm al llegar a la zona de clave (valores éstos relativos a la directriz del tablero).

El proceso constructivo seguido dentro de cada fase de ejecución de la losa se corresponde con:

- Operación de fresado del pavimento bituminoso existente
- Desmontaje del sistema de contención existente
- Demolición de aceras existentes

- Hidrodemolición de la losa en su perímetro exterior
- Encofrado, ferrallado y hormigonado de losa.

El hormigonado del recrecido de losa en la zona de tablero se ejecuta con hormigón ligero con objeto de minimizar el incremento de peso de la estructura y reducir los esfuerzos introducidos en los arcos en relación al uso de un hormigón convencional.



Figura 21. Sección tipo de plataforma original



Figura 22. Vista general de plataforma tras ampliación

Las actuaciones en plataforma se concluyen con:

- Ejecución de nuevos imbornales.
- Impermeabilización de plataforma y reaglomerado
- Colocación de barandilla metálica en el borde del voladizo.
- Implantación de nuevos sistemas de contención.

La impermeabilización de la plataforma se realiza mediante la aplicación de un mortero bituminoso del tipo Amiflex. Por su parte, la repavimentación del tablero se realiza mediante una capa de rodadura de unos 6 cm de espesor a base de la mezcla AC16Surf D.

La barandilla dispuesta en los bordes del tablero tiene el carácter de “no escalable”. A su vez, las pletinas verticales que la conforman son de

sección maciza para mejorar las condiciones durables futura de estos elementos.

El pretil elegido como sistema de contención es el PMH-13 de la casa HIASA con un nivel de contención H2. Se dispuso entre la calzada y la acera, separando el tráfico rodado del tráfico peatonal.

El sistema adoptado para el anclaje del pretil al tablero fue la utilización de un sistema de placa con pernos que fueron taladrados y anclados una vez se hormigonaron las nuevas aceras del puente.

4.3 Adecuación sísmica de la estructura

El objetivo de la adecuación sísmica de la estructura se focalizó en evitar que las rótulas trabajaran frente a esfuerzos cortantes/torsores ante un evento sísmico. En este sentido, el sismo de eje longitudinal no presentaba problema alguno, mientras que el sismo transversal, dada la configuración original de la estructura no tenía más camino que sobresolicitar las rótulas de estribos fundamentalmente.

En este sentido, la adecuación sísmica del tablero se planteó a través de la prolongación de la losa del tablero sobre los estribos, en una longitud de unos 3 m, generando de esta forma una viga de gran rigidez en planta, apoyada frente a las acciones horizontales transversales. De esta forma, y dado que la mayor parte de la masa del puente se encuentra en la propia losa, se conseguía liberar a los arcos, elementos a proteger, de las fuerzas horizontales.

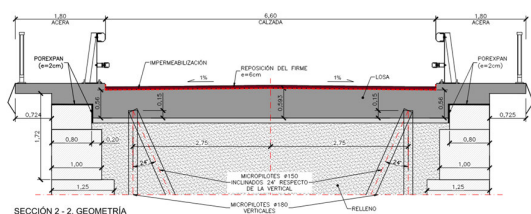


Figura 23. Esquema de disposición de micropilotes en alzado de estribos.

Cada losa micropilotada se corresponde con un encepado de unos 60 cm de canto en el eje, dotada de 8 micropilotes: 4 de ellos verticales, de

unos 28 m de longitud y otros 4 inclinados (unos 24° respecto a la vertical) y de unos 36,50 m de longitud.

Los micropilotes mantienen un diámetro nominal de 150 mm, ejecutándose mediante una armadura tubular de 101,6 mm de diámetro y un espesor de 9 mm en acero S-560.



Figura 24. Detalle de micropilotes de losa sobre estribos

La inyección de los micropilotes se realiza con un mortero de 25 Mpa mediante el procedimiento de inyección única.

El detalle de conexión del micro al encepado se materializa mediante 7 barras corrugadas de Ø25 mm soldadas a la armadura tubular del micropilote.

Otra de las actuaciones que se realizan para mejorar la respuesta sísmica de la estructura se corresponde con la ejecución de una campaña de inyecciones en el relleno de los estribos, con la intención de consolidar el relleno para disminuir sus empujes sobre los muros de los estribos, tanto en situación persistente, como en situación sísmica.



Figura 25. Detalle de ejecución de inyecciones

Las inyecciones de lechada de cemento se acometen en una longitud de 15m bajo la cota de coronación del relleno de tierras del estribo. El

número de inyecciones en el estribo dirección Adra fue de 12 unidades formando una cuadrícula de 3x2.5 m, mientras que en el estribo del lado Almería serán de 9 inyecciones formando una cuadrícula de 2x 2.5m.

Todas estas actuaciones llevadas a cabo en la estructura, finalizadas en octubre de 2020, han

permitido adaptar una construcción de 1934, por la que transita la N-340a, a las normativas europeas de seguridad y antisísmicas del siglo XXI, e introduciendo claras mejoras en cuanto a las prestaciones de la estructura tanto para el tráfico rodado como para el tránsito peatonal.



Figura 26. Detalle de realización de prueba de carga



Figura 27. Detalle de acabado de arco tras tratamiento de pintura final

5. Principales participantes

Propiedad:	MITMS. Demarcación de Carreteras del Estado en Andalucía Oriental
Dirección de obra:	D. José Antonio Moya Ortíz
Empresa Constructora:	ALVAC S.A. D. Elías Jiménez Burgos D. Luis Blanco Rodríguez
Diseño de solución de reparación:	TYLin D. Ignacio Pulido Sánchez D. Carlos Jiménez Solanas D. David Alcañiz Jiménez D ^a . Rosa Díaz Pérez

Asistencia Técnica especializada	TYLin D. Ignacio Pulido Sánchez D. Carlos Jiménez Solanas D. David Alcañiz Jiménez D ^a . Rosa Díaz Pérez
----------------------------------	---

Referencias

- [1] Puentes de fábrica y hormigón armado, J. Eugenio Ribera, 1925 - 1932
- [2] Actas del Cuarto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Cádiz, 27-29 enero 2005, ed. S. Huerta, Madrid: I. Juan de Herrera, SEdHC, Arquitectos de Cádiz, COAAT Cádiz, 2005.