

Proyecto de refuerzo y reparación del puente metálico de la Feixa Llarga

Design of the repairing and retrofit of the steel Bridge of Feixa Llarga

Francisco Javier Jordán García^a, Iván Campo Rumoroso^b, Jordi Pons Gabarrón^c

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pedelta. Director Técnico. jjordan@pedelta.com

^bDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pedelta. Ingeniero especialista en puentes. icampo@pedelta.com

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pedelta. Director Departamento Rehabilitación. jpons@pedelta.com

RESUMEN

Pedelta redactó para el Consorcio de la Zona Franca de Barcelona el “Proyecto de rehabilitación a nivel constructivo del puente del camino de la Feixa Llarga en el polígono Industrial de Zona Franca de Barcelona”. El puente cruza las líneas de ferrocarril de línea convencional y de alta velocidad existentes del corredor sur ferroviario de acceso sur a Barcelona. Se trata de un puente metálico construido en 1972 con función de puente temporal que aún se encuentra en uso. El tablero está formado por vigas en PI con losa ortótropa y una luz máxima de 27m en su tramo sobre vías de ferrocarril. Las actuaciones proyectadas han permitido alargar su vida útil y reparar las patologías y defectos detectados.

ABSTRACT

Pedelta was retained by Consorcio de la Zona Franca de Barcelona for the strengthening and retrofit of the existing bridge of Feixa Llarga Street over the railway lines of the southern railway corridor of Barcelona. The bridge runs over four tracks, two of them for conventional trains and two for a high-speed line. It is a metal bridge built in 1972 as a temporary structure, which is still in use today. The deck consists of I-section beams with an orthotropic slab and has a maximum span of 27 meters over the railway tracks. The planned interventions have extended its service life and repaired the identified pathologies and defects.

PALABRAS CLAVE: Reparación, refuerzo, puente.

KEYWORDS: Repair, retrofit, puente.

1. Antecedentes y cronología del proceso

El puente de la Feixa Llarga, objeto de la presente comunicación, se ubica en la calle del mismo nombre, en el término municipal de L'Hospitalet de Llobregat, en la provincia de

Barcelona. El titular del puente es el Consorcio de la Zona Franca de Barcelona, CZFB.

Permite el cruce de una calle del polígono industrial de la Zona Franca de Barcelona sobre las cuatro vías de ferrocarril, dos de alta velocidad y dos de línea convencional, del acceso sur ferroviario a Barcelona.

Tanto sus pilas como el tablero, incluida una losa ortótropa que soporta la plataforma de

la carretera, son metálicos. La plataforma se compone de una calzada de pavimento bituminoso ejecutada sobre la losa y soporta una carretera de dos carriles y doble sentido de circulación.

El puente se construyó en el año 1972 para su uso como puente temporal sustituyendo un paso a nivel existente.

Durante la vida útil del puente se han realizado diversas actuaciones puntuales contratadas por el Consorcio de la Zona Franca de Barcelona, CZFB, para solventar algunos aspectos particulares, como son la caída de pernos de conexión entre semitablero en el eje longitudinal del puente, y la inspección y reparación de algunos deterioros observados en la estructura metálica del tablero.

En 2015, SGS realiza una inspección estructural, principalmente a nivel visual, que detecta una serie de fisuras en algunas soldaduras y otros daños en la estructura metálica.

En 2019 un informe prescribió la limitación de la carga máxima en el puente a camiones de no más de 30 toneladas de peso junto con un proyecto de refuerzo.

El CZFB contrató en octubre de 2021 a Pedelta la redacción de un nuevo proyecto de refuerzo y reparación del puente, que incluyese una primera fase de inspección principal y evaluación estructural detallada del puente. El proyecto constructivo se entregó en marzo de 2022.

El puente fue rehabilitado por la UTE Sorigué-Acsa - Orion Reparación Estructural y con la Dirección de obra de Pedelta entre diciembre de 2022 y septiembre de 2023, fecha en la que se reabrió al tráfico.

2. Descripción y estado del puente antes de su reparación

El Puente del Camino de Feixa Llarga es un puente metálico de vigas con losa ortótropa. Se compone de 11 vanos de 21m, con la excepción

del vano sobre el ferrocarril cuya longitud es 27m. La longitud total del puente es 237m.

La sección tiene 7m de ancho y se materializa mediante dos vigas en pi de 3,5m de ancho cada una que se encuentran unidas mediante tornillería. A su vez, cada una de estas vigas se compone de una losa ortótropa superior y dos vigas armadas en T inferiores. Estas vigas a su vez se encuentran reforzadas en centro de luz mediante una chapa metálica adicional. El canto total es de 938mm.



Figura 1. Vista de las pilas y el tablero.

La losa ortótropa se compone de 5 largueros, dos dispuestos en los voladizos y 3 entre vigas. Sus dimensiones medidas en campo son aproximadamente entre 250mm y 260mm de ancho y 135mm de alto. Estos largueros se encuentran apoyados en diafragmas transversales cada 2,75 m aproximadamente. Además, en la zona de diafragmas se ha dispuesto un refuerzo a negativo mediante una chapa supletoria.

El tablero dispone de 3 juntas de dilatación, dos en los estribos y una en la pila 6. Los estribos constituyen los puntos fijos de la estructura. En cada soporte se ha dispuesto en un eje de apoyos de la pila un apoyo fijo y en el otro un apoyo móvil, ambos metálicos y presentando evidentes signos de mal funcionamiento por movimientos impedidos debido a suciedad, corrosión, y posibles deterioros. En los soportes donde no hay junta la conexión entre tableros se materializa dando continuidad a la chapa superior.

La subestructura se compone de pórticos metálicos apoyados sobre aparatos de apoyo elastoméricos en su base. Estos apoyos no se encontraban en mal estado, aunque al parecer no han sido sustituidos desde su colocación y por lo tanto pueden haber superado su vida útil, de unos 25 años habitualmente. Cada uno de estos apoyos a su vez se sustenta mediante encepados triangulares compuestos por tres pilotes. No se detectaron signos de asentamientos diferenciales entre cimentaciones, y en todo caso, de existir no tendrían gravedad a efectos estructurales porque el puente está formado por una serie de tramos isostáticos entre pilas.



Figura 2. Vista general del puente previamente a las actuaciones. Acceso desde el lado mar.

Pedelta realizó una inspección especial del puente incluyendo caracterización del acero del puente y el análisis de los resultados de los diversos ensayos realizados a las soldaduras con anterioridad.

Fruto de los ensayos se pudo constatar que el puente está compuesto de acero A-37, asimilable a S 235, en la losa ortótropa del tablero y en los pórticos de las pilas y acero A-52, asimilable a S 355, en las vigas inferiores y diafragmas del tablero.

Aunque algunas de las soldaduras del tablero habían sido reparadas, se observaron daños en algunas de ellas compatibles con fisuras a fatiga. Estos daños se concentraban en detalles de categoría baja a fatiga y que además sufrían variaciones importantes de tensiones bajo cargas vehiculares.

Adicionalmente, el pavimento, juntas, drenaje y apoyos estaban en mal estado y degradados. El sistema de contención de vehículos, consistente en una bianda anclada a la losa ortótropa, no se ajustaba a los requerimientos actuales que se exigen a una estructura que cruza sobre una línea de ferrocarril.



Figura 3. Fotografía de una fisura a fatiga detectada.

3. Evaluación estructural

Como paso previo a la propuesta de alternativas y para definir un plan de actuación se evaluó el estado del puente conforme a la normativa vigente, tanto para los vanos de 21m de luz como para el vano de 27m que salva el ferrocarril.

Las principales conclusiones del estudio fueron comunes a ambos vanos. La capacidad de las vigas principales a flexión longitudinal en Estado Límite Último era insuficiente y debían reforzarse para resistir las cargas conforme a la normativa vigente. Esto sucedía tanto en el vano de 21 m como el vano de 27 m.

La capacidad de los largueros en Estado Límite Último también era insuficiente y debían ser reforzados. Dicha falta de capacidad es incluso mayor en el vano de 21 m.

Numerosos detalles estructurales del puente habían agotado su vida útil de acuerdo con los cálculos de fatiga realizados y para la sobrecarga de uso. Los detalles más críticos eran la soldadura de la chapa de refuerzo bajo el ala

inferior de las vigas principales. La inspección realizada reveló que las soldaduras en este punto se encuentran fisuradas prácticamente en todos los casos. Las vigas longitudinales son los elementos portantes principales por lo que su fallo se considera grave.

Los largueros también presentaban roturas en las soldaduras. No obstante, son elementos con un grado de redundancia mayor que el de las vigas principales.

La evaluación estructural que se llevó a cabo de la subestructura en su estado actual determinó que su capacidad conforme a la normativa actual se excedía ligeramente, si bien podía considerarse aceptable.

Para poder evaluar correctamente las variaciones a fatiga en los puntos críticos del puente, se preparó un modelo de cálculo mediante láminas tridimensionales que reproducían todas las chapas del puente, incluidas sus uniones soldadas.

El cálculo de la resistencia última del tablero se realizó mediante un análisis no lineal con imperfecciones geométricas equivalentes iniciales según normativa para este tipo de análisis avanzados a rotura que incluyesen las imperfecciones de fabricación tanto geométricas como las mecánicas o de tensiones residuales.

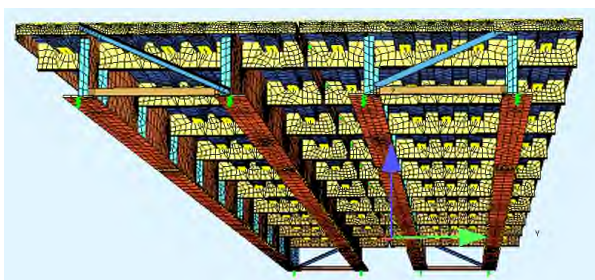


Figura 4. Vista del modelo de cálculo del tablero.

4. Estudio de alternativas

Se estudiaron dos alternativas para el refuerzo del puente. Ambas coinciden en la ejecución de una losa de hormigón armado sobre la chapa ortótropa superior del tablero y conectada a la misma.

Esa modificación reduce sensiblemente los efectos locales de las cargas, reparte más las cargas entre las vigas principales, y aumenta la capacidad de las vigas principales.

En ambas alternativas se consideraba asimismo el refuerzo puntual de zonas con problemas a fatiga.

En la primera alternativa estudiada se consideraba no modificar el esquema estático del puente actual, es decir, no dar continuidad al tablero sobre las pilas.

En la segunda alternativa, se consideró la solución de dar continuidad al tablero sobre pilas. Esta solución requería de refuerzos considerables en las vigas precisamente en la zona sobre pilas y por ese motivo se descartó.

Se descartaron otras alternativas como el refuerzo mediante puntales inclinados entre base de pilas y tablero porque no lo permitía el gálibo necesario para las calles y vías bajo el tablero.

5. Descripción de la solución

Se definieron diversas mejoras para garantizar y mejorar la capacidad estructural del puente existente. Dichas mejoras son necesarias fundamentalmente en el tablero por los motivos previamente expuestos, pero el incremento de peso derivado del refuerzo del tablero llevó a la necesidad de reforzar también la subestructura.

En el tablero la principal mejora consiste en una nueva losa de hormigón de 20 cm sobre la losa ortótropa existente que permita resistir la flexión transversal en el tablero sin necesidad de requerir ni de largueros longitudinales, cuya capacidad es insuficiente, como de elementos de unión entre los tableros metálicos existentes. A los lados de la nueva losa de hormigón se definió un zuncho de borde de 55 cm de ancho y 32 cm de alto que permitía alojar un pretil metálico de nivel de contención H3. Ambos elementos de hormigón se han proyectado en hormigón ligero de densidad seca 1800 kg/m^3 con el objetivo de reducir los esfuerzos transmitidos a la subestructura.

Como consecuencia del incremento de peso del tablero se reforzará con un rigidizador adicional la zona de apoyos. También en el vano de 27 m se ha incorporado un nuevo rigidizador intermedio para mejorar la resistencia a cortante.

En las pilas se han proyectado dos intervenciones principalmente. El refuerzo del cabezal y la sustitución de apoyos. El refuerzo del cabezal consiste en el refuerzo de la zona bajo apoyos mediante dientes adicionales y el refuerzo del alma del cabezal.

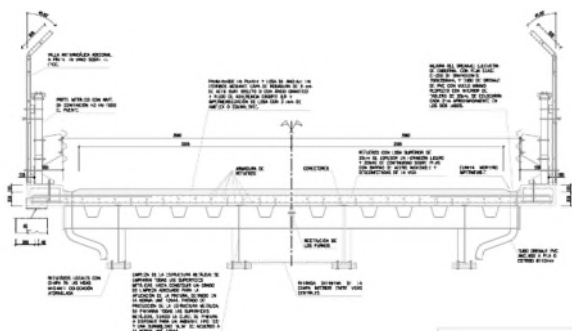


Figura 5. Sección tipo del tablero y las principales actuaciones previstas.

Respecto a la estrategia y solución de los problemas a fatiga, en los elementos que han agotado su vida útil a fatiga y presentan fisuras se refuerzan. Se reponen algunas soldaduras transversales y se coloca refuerzo localizado en el ala inferior. El objetivo es conseguir una redundancia localizada junto a la realización de inspecciones regulares. En las vigas metálicas también se dispone un nuevo cubrejunta en los extremos de la chapa de refuerzo inferior ya que se trata de una zona crítica desde un punto de vista de fatiga.

Sobre pilas se da continuidad a la losa superior y en esa zona se coloca armadura de acero inoxidable en la misma.

La norma sísmica actual obliga a un cálculo sísmico del puente. El sismo longitudinal ha resultado condicionante y para resistirlo se ha conectado la losa del tablero con una nueva estructura en U tras el estribo, embebida entre los muros de acceso al puente. Otras alternativas como la colocación de amortiguadores sísmicos en estribos se han descartado por su mayor plazo de suministro, coste elevado, e incertidumbre en

la capacidad resistente de los estribos, a los que se tendrían que anclar.

También se han sustituido los apoyos elastoméricos inferiores de las pilas, y añadido una ménsula para su cambio actual y futuro.

El resto de actuaciones eran las habituales de mantenimiento de estructuras de este tipo.

Con todas estas actuaciones se ha estimado que la nueva vida útil de la estructura será de unos 42 años realizando las pertinentes inspecciones anuales.

6. Estrategia frente a fatiga

Respecto a las medidas preventivas y de mitigación del daño a fatiga, la aparición de algunas fisuras a fatiga en zonas susceptibles a este daño se puede minimizar ejecutando algunos métodos de relajación de tensiones locales de tracción en esa zona como son el uso de martillos hidráulicos, o aplicación de ultrasonidos. Los resultados y eficacia de estos métodos no son fácilmente cuantificables, con lo cual no los recomendamos a priori.

La progresión de la fisuración a fatiga se puede reducir o eliminar asimismo mediante el rebaje o retirada del pie de soldadura mediante sierra radial, o perforando taladros en el extremo de una fisura en una chapa. El rebaje de pie de soldadura se puede aplicar a algunas fisuras observadas. No se han detectado fisuras progresando en las chapas fuera de las soldaduras, con lo cual se descartó la ejecución de taladros para detener su progresión en estas zonas.

En lo referente a los refuerzos de chapas, se consideró como lo más adecuado según práctica habitual el refuerzo mediante chapas adosadas atornilladas frente al refuerzo mediante chapa soldada siempre que esto fuese posible y el daño sea claramente originado por fatiga.

En lo referente a la estrategia de diseño de los refuerzos a fatiga, existían varias opciones.

La primera de ellas y la más teórica, era la de daño admisible y aceptación de fracturas. Este

enfoque obliga al uso de la mecánica de fractura y la consideración de que si no se han observado fisuras a fatiga en una inspección su tamaño es inferior a un cierto valor. Por complejidad práctica y no estar recogido en la normativa se descartó este enfoque.

El segundo enfoque puede ser el probabilístico truncado por inspecciones. Este es el recogido en el Manual para la Evaluación de Puentes de AASHTO LRFD [1] y la FHWA [2]. Se define la nueva vida útil remanente de un elemento que no ha agotado aún su vida útil, y en el que tras realizarse una inspección no se ha detectado ningún daño. Se trata de un planteamiento probabilístico, aunque no incluye ni los puntos en los que se ha superado la vida útil a fatiga ni en los que se ha observado un daño a fatiga.

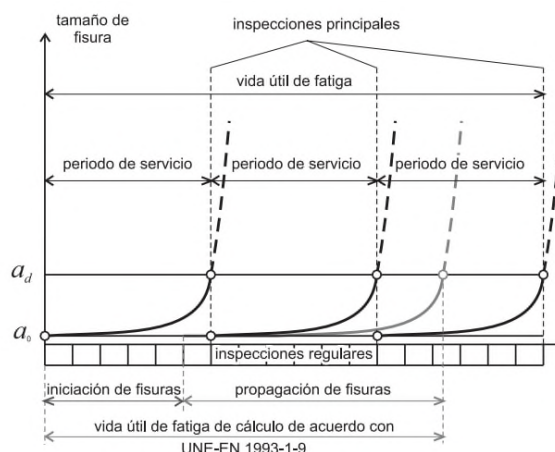


Figura 6. Relación entre la vida útil a fatiga y la frecuencia de inspección según UNE-EN 1993-1-9 [3].

Un tercer enfoque es el de asumir que un elemento se ha roto o va a sufrir una rotura a fatiga, y reforzar con otro elemento redundante. Este método cubre los casos no contemplados en el probabilístico truncado por inspecciones, y se han adoptado estos dos últimos enfoques combinados según el elemento en cuestión.

Para algunos de los elementos, en concreto la unión entre el alma y el ala de las vigas principales, al no haberse detectado ningún daño a fatiga, se ha considerado que las cargas consideradas en su verificación a fatiga no eran tan altas como las adoptadas y que en realidad no

se había superado su vida útil a fatiga, aplicándose en esa zona en particular el método probabilístico truncado por inspecciones a pesar de superarse ligeramente, con tráfico actual aplicado a toda la vida útil del puente, la vida útil a fatiga para este detalle. No hacerlo de ese modo parecía encarecer y dificultar la actuación de forma excesivamente conservadora.

7. Rehabilitación y refuerzo

La rehabilitación y refuerzo del puente se llevó a cabo en unos 9 meses al poco tiempo de completarse el proyecto. Aunque se estudió la posibilidad de abrirlo al tráfico ligero únicamente previamente a su reparación, CZFB prefirió no correr riesgos de que accediesen camiones y el puente se cerró al tráfico tras los informes de evaluación estructural realizados.

Complementando la campaña de inspección y caracterización de proyecto, tras el decapado de la pintura existente del tablero metálico, se realizó una campaña exhaustiva de inspección y caracterización, al objeto de mapear todos los defectos en elementos estructurales y soldaduras.

En las siguientes imágenes se muestran diferentes operaciones durante la rehabilitación, como son el cambio de los aparatos de apoyo en base de pilas, la reparación de soldaduras, ejecución de la losa superior de hormigón armado, muertos de retenida frente a sismo en estribos, y la prueba de carga.

Todas las operaciones se realizaron según lo previsto, aunque el hormigón ligero se tuvo que colocar con cubilote, no mediante bomba como se había previsto en proyecto, al no poderse alcanzar la fluidez requerida para el bombeo, algo que suele ocurrir en estos tipos de hormigones si la densidad requerida es baja. Esto ocasionó algunos retrasos por menores rendimientos de este tipo de hormigonado.

También fue especialmente compleja la retirada del pavimento sobre la losa metálica ortótropa, teniéndose que recurrir a trabajos de

hidrodemolición al tratarse de una capa de resina con árido de corindón fuertemente adherida a la chapa de acero la cual no se pudo retirar mediante métodos más sencillos.

Otro aspecto que dificultó la finalización de la obra fue la ejecución de los refuerzos sándwich en alas inferior en ámbito de la Línea de Alta Velocidad, en adelante LAV, debido a la presencia del detector de caída de objetos, DCO. El principal problema era el reducido espacio útil que quedaba en esa zona para la ejecución del refuerzo. Para ello, la Dirección de Obra propuso la modificación de elementos de sujeción del DCO, con el objetivo de conseguir el espacio necesario. Este hecho afectó el plazo de obra, dado que se tuvo que trasladar el informe correspondiente y someterlo a la aprobación de ADIF.

Se han ejecutado diversas mejoras para incrementar la capacidad estructural del puente existente, asimismo, el incremento de peso derivado del refuerzo del tablero ha llevado a la necesidad de reforzar también la subestructura.

En caso del vano 6 sobre ferrocarril las actuaciones se han realizado mayoritariamente en horario nocturno en banda de mantenimiento según Plan Marco específico a tal efecto establecido por ADIF, tanto para línea convencional como para LAV. Se han aportado grúas y vehículos ferroviarios con cesta, en ámbito de vía convencional y en ámbito LAV, iluminación artificial con propia iluminación de los coches ferroviarios en servicio como de cada equipo de trabajo y protección de los elementos e instalaciones existentes ferroviarios. Se han aportado los siguientes perfiles específicos: encargado de trabajos, piloto de seguridad y responsable de corte de tensión.

A continuación, se detallan algunas de las actuaciones principales ejecutadas:

- ✓ 293,30 m²: Corte y retirada de chapas de acero central entre vigas centrales, .
- ✓ 7.400 m²: Limpieza y preparación de la superficie de perfiles laminados de acero

hasta un grado de preparación Sa 2 1/2 según la norma UNE-EN ISO 8501-1, con medios chorro de arena seca.

- ✓ 11.200 kg: Armadura de acero inoxidable para losas de estructura DUPLEX EN1.4362 de resistencia última ≥ 600 N/mm².
- ✓ 26.600 ud: Pernos Nelson Stud soldados a la chapa superior para ejecutar una losa de hormigón armado, de diámetro $\frac{3}{4}$ de pulgada y longitud 150mm.
- ✓ 16.400 kg: Refuerzo de vigas metálicas con chapas atornilladas planas.
- ✓ 9.500 kg: Acero S355J0 según UNE-EN 10025-2, en perfiles laminados.
- ✓ 20 ud: Maniobra de sustitución de apoyos en base de pilas 1 a 10.
- ✓ 1.200 m²: Pintado de superficie de paramento de hormigón con pintura anticarbonatación.
- ✓ 43.400 kg: Armadura para losas de estructura AP500 SD.
- ✓ 425 m³: Hormigón ligero para losas, HLE-40/F/20/IIIa, peso específico $\gamma=1800$ kg/m³, de consistencia fluida y vertido con cubilote.
- ✓ 400 m³: Hormigón para cimentaciones, alzados y losas, HA-30/B/20/IIIa, de consistencia blanda.
- ✓ 778 m: Suministro e instalación de pretil metálico H3W5 según norma UNE-EN 1461.

La prueba de carga final confirmó el comportamiento del puente según lo previsto y se realizó sin incidencias.



Figura 7. Retirada de impermeabilización existente.



Figura 8. Decapado de tablero metálico.



Figura 9. Refuerzo atornillado en alas inferiores.



Figura 10. Reparación de soldaduras.



Figura 1. Modificación de ménsulas DCO.



Figura 12. Instalación de pernos conectadores.



Figura 13. Levantamiento para sustitución de apoyos.

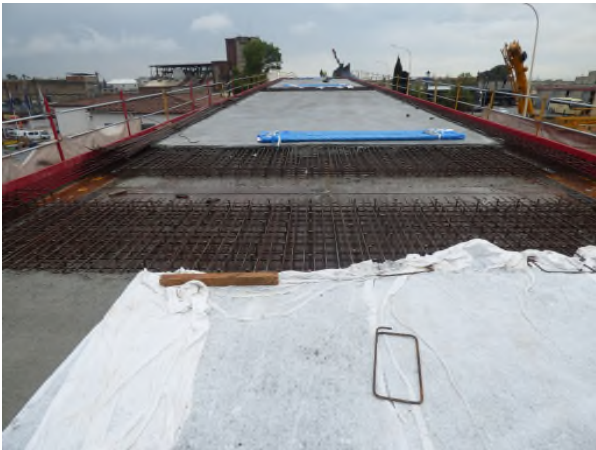


Figura 4. Armado y hormigonado. Losa del tablero.



Figura 17. Prueba de carga



Figura 5. Pintado.



Figura 16. Acabados.

8. Conclusiones

Se ha mostrado con este proyecto y caso práctico, que es posible mediante un análisis cuidadoso y refinado y la definición de una adecuada estrategia de inspecciones, reparaciones y refuerzos, prolongar la vida útil de una estructura.

Esto es especialmente importante en el caso de las estructuras metálicas. Los motivos son diversos.

Por un lado, en la época en la que se diseñaron no se tenía un conocimiento como el actual respecto a las necesidades de diseño frente a inestabilidad, pandeo global o local, y sobre todo a fatiga. Es decir, que son estructuras que en muchos casos no cumplirían requisitos de seguridad estructural según criterios actuales, cosa que no ocurre con otras tipologías y materiales como son los arcos de mampostería.

Adicionalmente, se trata de estructuras en las que un mantenimiento insuficiente provoca corrosión y pérdida de material y capacidad resistente de forma que puede ser muy acusada dependiendo del ambiente. En este caso por ejemplo el puente se encontraba a pocos kilómetros del mar.

Prolongar la vida útil de un puente, más allá de las ventajas económicas que conlleva, es una manera más de mostrar los valores de una sociedad.

Agradecimientos

Agradecemos la confianza y apoyo del personal de CZFB, en especial a Xavier Arbues y en su etapa allí, a Mario Serrano. También a Francisco José Pineda de TÜV SUV por su excelente trabajo en las inspecciones, y a Sebastià Solè y Marcos López ambos de Sorigué y Raul Garrido de Orion por su empeño con éxito en que la obra se ejecutase con la calidad requerida.

Referencias

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials, The Manual for Bridge Evaluation, 3rd Edition, AASHTO, Washington DC, 2018.
- [2] Federal Highway Administration, Design and Evaluation of Steel Bridges for Fatigue and Fracture, USDOT, Washington DC, 2016.
- [3] European Committee of Normalization, Eurocode 1993-1-9:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue. 2005 y Corrigendum 2009.