

CODE 183

ALTERNATIVAS A LA DEMOLICIÓN EN PUENTES ANTIGUOS DE HORMIGÓN DE VIDA ÚTIL SUPERADA

**Martínez Martínez, José Antonio¹; Aragón Torre, Ángel²;
García Castillo, Luis María³**

1: Departamento Ingeniería Civil
Universidad de Burgos

e-mail: jamartinez@ubu.es, web: <http://www.ubu.es>

2: Departamento Ingeniería Civil
Universidad de Burgos

e-mail: aragont@ubu.es, web: <http://www.ubu.es>

3: Departamento Construcciones Arquitectónicas
Universidad de Burgos

e-mail: imgcite@ubu.es, web: <http://www.ubu.es>

PALABRAS CLAVE: Acciones, puentes de hormigón, vida útil, rehabilitación, normativa.

RESUMEN

En este trabajo se analizan las circunstancias que se plantean cuando es necesario tener que intervenir en un puente de hormigón armado realizado hace muchos años, con normativas, materiales, procedimientos constructivos y mantenimiento acordes a otros hábitos. Se suele plantear siempre la duda entre reparar, reforzar, rehabilitar, etc, o demoler y realizar un puente nuevo. La decisión no siempre es fácil. En la toma de decisión influyen aspectos como el valor patrimonial, el valor sentimental arraigado en el entorno, el coste económico o la imposibilidad de cortar el tráfico durante mucho tiempo. En el trabajo se analiza, sobre un caso real, el enfoque metodológico empleado para la toma de datos, los enfoques para la toma de decisiones y los problemas durante la ejecución. Se trata de dos puentes análogos, construidos en el primer tercio del siglo XX, de dos y tres vanos isostáticos respectivamente con vigas de hormigón armado en forma de PI.

1. INTRODUCCIÓN

Las primeras construcciones con el concepto de hormigones modernos datan de finales del siglo XIX, aunque en gran número de países de Europa, los primeros desarrollos tuvieron lugar durante el primer tercio del siglo XX. El material era nuevo, no se había enseñado en las Universidades, sustituía a otros materiales clásicos como la piedra, y trabajaba de forma diferente por lo que requirió una tipología estructural diferente y específica. Muchas de esas estructuras realizadas con hormigones de esa época siguen en uso, aunque en general presentan graves problemas de conservación, e incluso de capacidad resistente frente a los nuevos requerimientos de cargas. La tipología que se analiza en este estudio es dos puentes de vigas tipo “pi” ejecutadas “in situ” de tres y dos vanos isostáticos, de aproximadamente 9 metros de luz. Por el puente de dos vanos apenas existía tráfico, pues, desde hace mucho tiempo, daba acceso a caminos de servidumbre a fincas. El otro, sin embargo, el de tres vanos, tenía unos requerimientos de tráfico muy importantes, y sin posibilidad de itinerarios alternativos. Éste último ya tenía limitada la carga, y se había hecho alguna intervención previa, pero a pesar de ello su estado era muy deplorable. Se analiza en este trabajo la evaluación de su estado inicial, las propuestas

de intervención, la propia intervención y la toma de decisiones durante la ejecución de la actuación del refuerzo mediante la aplicación de nuevos materiales.



Figura 01: Estado original de los puentes de Casanova y Cuzcurrita (Burgos).

2. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES

2.1 Descripción general

Se trata de dos puentes análogos (Figura 01) situados ambos en el sur de la provincia de Burgos, al este de la localidad de Aranda de Duero. El de Cuzcurrita de Aranda, de dos vanos isostáticos y 17,7 metros de longitud, se encuentra sobre el río Perales. Y el de Casanova, sobre el río Pilde, es de tres vanos isostáticos, y 26,55 metros de longitud. Ambos pertenecen al término municipal de Peñaranda de Duero (Burgos), datan de 1931 y presentan una tipología similar. La diferencia fundamental entre ellos es que el puente de Casanova es de mayor longitud (26,55 metros) que el puente de Cuzcurrita de Aranda, de 17,70 metros. El puente de Casanova proporciona acceso a la localidad de Casanova y es un puente recto de hormigón armado, conformado por tres vanos isostáticos, de 8,85 metros de luz cada uno, dos pilas centrales y estribos abiertos. El tablero de cada uno de los tramos está constituido por una viga de hormigón armado con sección en PI de un metro de canto, con dos almas separadas 2,20 metros. La losa de unión de las almas posee un espesor de 0,20 metros, y se extiende también a ambos lados de las vigas, en lo que equivaldría a las aceras, mediante dos voladizos de canto variable. Se han obtenido planos de la estructura, a los cuales se les ha dado solo una fiabilidad relativa, pues presentan criterios de armado habituales de la época, con barras longitudinales levantadas para cortante, pero sin definición de diámetros. La cimentación de pilas y estribos se realiza mediante zapatas aisladas de hormigón y mampostería. El ancho del puente es de 5 metros y la altura máxima del puente sobre el cauce del río Pilde es de 5 metros. Las pilas y estribos se encuentran revestidos con mampostería de piedra caliza. La barandillas son ligeras, con redondos horizontales de acero, y se encontraban en muy mal estado, especialmente en sus entronques con los voladizos de hormigón. El puente de Cuzcurrita de Aranda, sobre el río Perales, es análogo al anterior, pero de dos vanos isostáticos, de 8,85 metros de luz cada uno, dos pilas centrales y estribos abiertos.

El tablero de cada uno de los tramos está constituido por una viga de hormigón armado con sección en PI (Figura 02) de un metro de canto, con dos almas separadas 2,17 metros a ejes de vigas. La losa de unión de las almas posee un espesor de 0,20 metros, y se extiende también a ambos lados de las vigas, en lo que equivaldría a las aceras, mediante dos voladizos de canto variable.

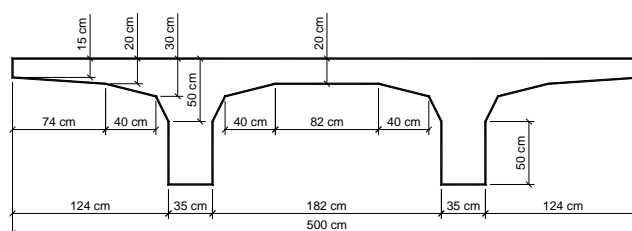


Figura 02: Sección transversal Puente de Casanova y Puente de Cuzcurrita

La transición de vigas a losa y voladizo tiene lugar mediante doble acartelamiento, como era frecuente en los puentes de la época, solución que se ha observado también en gran número de puentes próximos como el recientemente demolido de puente Gasset, en Burgos, o el puente en el desfiladero de la Yecla, en Santo Domingo de la Calzada (Burgos), también de secciones en PI, con nervios y acartelamientos.

3. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

En todo estudio de intervención estructural, uno de los apartados previos tiene que ir obligatoriamente enfocado a caracterizar lo que nos encontramos, o lo que es lo mismo el estado actual. Es importante la inspección visual, el conocimiento documental, los datos de geometría, las intervenciones previas, y el conocimiento de los materiales. En este caso se realizaron una serie de ensayos previos dirigidos a obtener el mayor número de datos posibles sobre los materiales. Se obtuvieron muestras de hormigón y se ensayaron a rotura y se estudió su carbonatación. Sobre las armaduras, se localizaron todas las que se pudieron con ultrasonidos, e incluso con picado superficial. No se realizaron ensayos sobre el acero por no poder disponer de muestras significativas, y se consideró en el análisis las tensiones últimas habituales en aceros de la época en que fue construido el puente

3.1 Ensayos de rotura a compresión

Por cuestiones de accesibilidad a la estructura las extracciones de testigos se realizaron en el vano de la margen izquierda (Figura 03). En este caso, y tras la inspección visual, en la que no se observaron grandes diferencias en el estado del hormigón se adoptó el acuerdo de extraer dos probetas testigo. La extracción de probetas se realizó por rotación, con broca de diámetro 75 mm, y tratando de obtener muestras con esbeltez próxima a dos. Se realizaron dos extracciones, en las vigas del vano extremo de la margen izquierda, una en la viga de aguas arriba y otra en la viga de aguas abajo. Con la extracción de la probeta T1, en la viga de aguas arriba, se observó el primer problema de este hormigón, y que es la elevada heterogeneidad del tamaño de árido. Previamente a elegir los emplazamientos se utilizó un detector de armadura para tratar de no interferir en ninguna barra de armado. El motivo de la no detección previa fue la elevada profundidad a la que se encontraba la armadura.



Figura 03: Probeta T1. Extracción de testigo y muestra

Por otro lado la probeta T2 fue tomada en el paramento aguas arriba de la viga aguas abajo, del vano izquierdo, aproximadamente en el tercio de viga más próximo al apoyo extremo. En ella, los áridos presentaban un tamaño más homogéneo y la probeta pudo tomarse íntegra. Con ella se realizaron ensayos de profundidad de carbonatación y de rotura a compresión.

La probeta fue cortada en laboratorio, con caras paralelas. Se obtuvo una tensión de rotura 10,6 MPa. Se observaron diversos aspectos que son importantes de mencionar:

- Baja carga de rotura (39,5 kN), y que a pesar de que puede parecer una tensión muy pequeña (10,55 MPa), es cierto que son valores frecuentes en hormigones de la época.
- Al obtenerse como resultado de una sola rotura, es un valor que no puede considerarse representativo de una muestra estadística, pero considerado conjuntamente con otros aspectos

analizados sí que nos permite obtener una idea del tipo de hormigón que nos encontramos en este puente.

3.2 Determinación de la profundidad de carbonatación

Se realizó también un ensayo de carbonatación con fenolftaleína para localizar en qué profundidad desde el paramento el hormigón había empezado a estar en medio ácido y ya no podría proteger al acero. Realizado el ensayo sobre la muestra T2 se obtuvo un valor de 40 mm (Figura 04), que es muy elevado, aunque a la vez frecuente en hormigones de esa época, en el exterior, y con todo el tiempo transcurrido. A pesar de ello no se observa una afección grave sobre las armaduras, posiblemente por las escasas cuantías existentes y lo elevado de sus recubrimientos.

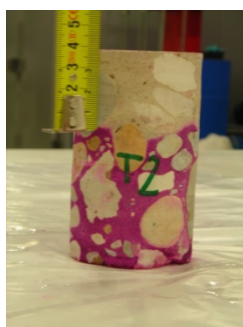


Figura 04: Probeta T2. Profundidad de carbonatación

3.3 Campaña de esclerometría

Se realizó también una campaña de reconocimiento con un esclerómetro Schmidt con el fin de verificar la homogeneidad de los hormigones de diferentes partes del puente, y por correlación con los ensayos de rotura, una estimación de su resistencia. Por problemas de accesibilidad a la estructura todas las zonas ensayadas tienen lugar en el vano izquierdo: Zona 1: junto a la extracción del testigo T1, en la cara de aguas arriba, de la viga de aguas arriba del vano izquierdo, en su extremo izquierdo; Zona 2: cara de aguas arriba, de la viga de aguas arriba, del vano izquierdo, en la mitad de la luz; Zona 4: cara de aguas abajo, de la viga de aguas abajo, del vano izquierdo, en la mitad de la luz.

En cada una de las zonas se han obtenido nueve índices de rebote, con el aparato puesto en posición horizontal. Los valores obtenidos en tres de las cuatro zonas fueron los siguientes (Tabla 01):

Tabla 01: Resultados de esclerometría

Zona	media	Desv. estándar	Coef. de variación
1	39	2,8	7,1
2	40	2,6	6,5
4	44	3,1	7,1

En general se observó un hormigón bastante homogéneo de características, no observándose valores muy dispares. Se aprecia una mayor resistencia en los hormigones situados en las zonas centrales de vano, pero sin diferencias significativas apreciables. En un análisis estructural, a falta de poder disponer de una campaña mayor de muestras, se consideró prudente trabajar con un valor de cálculo de la resistencia característica de 10 MPa.

4. PRIMER ANÁLISIS DE DATOS Y TOMA DE DECISIONES

4.1 Resumen de datos obtenidos

Una vez terminada la campaña de toma de datos se inicia el primer proceso clave en la toma de decisiones. Es preciso saber si se desea reparar para aumentar su capacidad resistente, o bien para

mantener su capacidad resistente, o si, por el contrario se aconseja su demolición para ser sustituido por un puente nuevo.

- En cuanto al hormigón, éste presentaba globalmente una apariencia exterior aceptable, sin embargo la rotura de probetas y la inspección visual con detalle permitió comprobar una heterogeneidad de forma de sus componentes muy alta, y una más que probable deficiente cantidad de cemento que provocaba resistencias muy bajas. Los estudios de rotura de probetas y campaña de esclerometría hicieron considerar una resistencia en los cálculos de solo 10 MPa, aunque se tuviera la certeza de que en muchas zonas su resistencia fuera superior.
- En cuanto a las armaduras, según los planos solo existían dos barras longitudinales de acero a tracción, y en las colecciones oficiales de puentes de esa época solían ser de diámetro 32 ó 40 mm. Se sospecha, sin embargo, que el número de barras reales fuera superior por otros planos de otros puentes análogos, a pesar de que no se pudo verificar, por la existencia de recubrimientos importantes, que no permitieron localizarla ni con ultrasonidos ni con picado por la cara inferior de la viga. La única armadura que se pudo localizar fue una referente al cortante con un recubrimiento de 50 mm. En ella no se apreció ningún signo de corrosión. La separación de la armadura transversal se ha estimado, mediante ultrasonidos, en 400 mm y su diámetro no superior a los 8 mm.
- Con respecto a la carbonatación de hormigón, se observó que ésta era muy elevada, a pesar de lo cual no interfería en la corrosión de la armadura, por los elevados recubrimientos de la misma.
- Se observaron patologías generalizadas en barandillas, y en los pavimentos por la ausencia de juntas de dilatación y aparatos de apoyo. Parte del deterioro de las barandillas estaba también causado por el impacto de vehículos.
- En cuanto a las zapatas de cimentación de las pilas, del puente de Casanova, se encontraban parcialmente descalzadas, pero en estado no demasiado evolucionado.
- En el puente de Cuzcurrita de Aranda, sin embargo, existía una patología añadida con la zapata de la pila central la cual estaba totalmente descalzada (Figura 05), quedando prácticamente vista y sin ninguna protección frente a la erosión. Esta pila central requería una protección y un recalce inminente.



Figura 05: Pila descalzada

- En los apoyos se observó fisuración en las mesetas de apoyo (Figura 06) por arrastre y rozamiento de los nervios por la ineficacia de los apoyos. Éstos, en la observación visual aparentaban ser de plomo, como más tarde se pudo comprobar.



Figura 06: Fisuras en mesetas de apoyo

4.2 Medidas propuestas en la intervención

Se realizó también un estudio de coste de puente nuevo que incluía el coste de demolición del actual. Debido a la falta de disponibilidad económica suficiente para un puente nuevo en el momento de realizar el estudio se trabajó en la línea de ver las acciones necesarias para mantener los puentes en uso, con o sin limitación de cargas. Entre las medidas que se propusieron se encuentran las siguientes:

- Con respecto a la pila descalzada en el puente de Cuzcurrita se recomendó realizar el recalce mediante micropilotes con el fin de transmitir las cargas a estratos más profundos y competentes y fundamentalmente evitar los problemas de descalce que llevarían a la ruina del puente. En el puente de Casanova, aunque el daño en descalce de zapatas es menor, se aconsejó también su protección mediante pantalla de micropilotes.
- Con respecto a la capacidad resistente del tablero, se propusieron realizar medidas tales como establecer un solo carril de paso, con preferencia en un sentido, y materializando aceras con resaltes u otro material, que obligara a que el tráfico discurriera siempre centrado y de esa manera el reparto de cargas sobre las dos vigas fuera siempre, aproximadamente, del 50%. Otra posible actuación era limitar la carga por eje a 15 t, que admitiría mayores excentricidades de la carga aplicada, pero se consideró demasiado restrictiva para las cargas que se conocía que pasaban. Trabajando con la hipótesis de solo dos barras se confirmó que sería posible equilibrar solicitaciones equivalentes a las cargas puntuales previstas en su tiempo (sobrecarga puntual máxima de 20 t), pero no cargas mayores, y aun así, solo si esas cargas pasaran prácticamente centradas por el puente o con una excentricidad muy pequeña. Antes de la intervención existía ya ese nivel de restricción de cargas (20 t) para acceder al puente de Casanova, medida que se consideraba extraordinariamente acertada.
- Para reparar los apoyos de vigas, se propuso el cambio de los aparatos de apoyo actuales de plomo por unos de neopreno zunchado, mediante izado del tablero. Además se repararían los durmientes de apoyo mediante cosido de las fisuras y regeneración de sección perdida con resinas.
- Se propusieron medidas de limpieza de la superficie actual de hormigón, con agua a presión y la aplicación de pinturas anticarbonatación para que no progresara más en el hormigón.
- Medidas accesorias eran la regeneración de barandillas, y ejecución de juntas de estanquidad.

5. INTERVENCION Y TOMA DE DECISIONES

Con las evaluaciones anteriores se redactó un proyecto de intervención que recogía todas las medidas propuestas y cuya valoración era bastante inferior a la de un proyecto de puente totalmente nuevo. En la fase de ejecución cuando se procedía al izado del tablero se observó que todas las cabezas de vigas, en mayor o menor medida se quedaron “pegadas” a los aparatos de apoyo, quedando, por lo tanto la viga izada, con las cabezas totalmente disgregadas (Figura 07).



Figura 07: Cabezas izadas, disgregadas y aparatos de apoyo.

Las causas posibles eran las siguientes:

- Baja resistencia del hormigón, que ya se conocía.
- Degradación del hormigón en mayor grado en cabeza de vigas, debida a las continuas filtraciones a través de las juntas del tablero.
- Inicialmente, apoyadas, ese hormigón de baja resistencia, y degradado mantenía su forma exterior aparentemente no dañada, por la propia concentración de tensiones de compresión localizada en esas cabezas. Sin embargo, en el izado, esa concentración de tensiones de compresión desaparece, e incluso se producen algunas tensiones de tracción por un efecto de adherencia con los apoyos de plomo existentes.

En este punto se tuvo que tomar la decisión, de si este daño añadido a los detectados previamente seguía pudiendo justificar la intervención de refuerzo estructural. Se comprobó que el daño estaba exclusivamente localizado en las cabezas, y que la profundidad del daño, podía ser regenerada mediante morteros especiales. Por todo ello se decidió pasar a un nivel superior de refuerzo con respecto al inicialmente previsto, que regenerara la sección resistente en cabeza y de paso permitiera un aumento de capacidad resistente, con respecto a la actual, aunque no se llegara a la capacidad resistente de las cargas de la IAP-11.

La solución de refuerzo consistió en regenerar la sección con un mortero a base de resinas especiales. Para garantizar que ese incremento de sección quedara totalmente adherido al material soporte sano, se zuncharía con tejidos de fibra de carbono. Además se reforzaría la capacidad resistente a flexión también con refuerzo de fibras de carbono. En este punto, el procedimiento habitual es el de reforzar con tiras de carbono, pero esta solución requiere que el material soporte, el hormigón, tenga una resistencia adecuada para que no se produzca rotura por delaminación en los anclajes. Esto se solucionó mediante dos mecanismos. El primero consistió en cambiar la fibra de carbono, por tejidos de fibra de carbono, que al extenderse sobre mayor superficie disminuiría las tensiones de contacto carbono-hormigón. Por otro lado, en sus extremos, las bandas longitudinales, reforzarían su anclaje con bandas de tejido de fibra de carbono dispuesto en forma de "U", anclados a su vez en el alma de las vigas.

6. REFUERZO

Como se ha indicado el deterioro observado, durante el izado, en cabeza de pilas, motivó un segundo nivel de reparación y refuerzo, con empleo de tejidos de fibra de carbono.

Se regeneraron las secciones de vigas y cargaderos con un mortero a base de resinas de la casa Sika. Posteriormente se procedió a realizar un refuerzo con fibras de carbono a flexión y cortante. El tejido empleado fue el SikaWrap. En la zona de cortante, desde cabeza de pilas, el refuerzo de carbono, cumple una función de contención y zunchado, mejorando el contacto de las resinas incorporadas, y el material antiguo, y también de contribución a la resistencia a cortante. Referencias relacionadas podemos encontrar en [1] a [8].

Sin embargo para el refuerzo a cortante, y debido al acartelamiento, de las vigas, al subir el tejido por el alma y aproximarse a la losa, no era posible anclar el tejido del alma en la parte superior de los nervios. Para mejorar ese anclaje se emplearon cordones de SikaWrap FSX-50 C, que se introducían en el interior del alma, y que en superficie se conectaban con la parte superior del tejido para anclarlo. El refuerzo a cortante se colocó hasta aproximadamente el cuarto de luz (Figura 08).



Figura 08: Refuerzo a cortante, anclaje con cordón y apoyo.

En cuanto al refuerzo a flexión, para aumentar la capacidad resistente frente a momentos flectores, se empleó también el tejido SikaWrap 300, en lugar de la solución habitual con láminas de carbono. Se colocaron varias capas, de diferentes longitudes, con el fin de ir cubriendo la envolvente de momentos flectores. En el puente de Casanova se colocaron 5 capas de tejido de refuerzo a flexión, de longitudes 6,5 m, 6 m, 5 m, 4 m, y 3 m. No existen muchas experiencias de incremento a flexión con tejido, y tampoco con la superposición de capas, sin embargo los ensayos con cargas reales sobre el tablero proporcionaron resultados muy satisfactorios.

Con este refuerzo se estimó un incremento de momento flector resistente, en Casanova, de entre 350 mkN y 500 mkN, dependiendo de la deformación a nivel de fibras de carbono, y su capacidad de dar respuesta tensional. Como la resistencia a flexión de las vigas actuales se ha estimado en 550 mkN, tendríamos una capacidad total a flexión, mínima, en centro de vano de 900 mkN. Se indica a continuación la envolvente resistente (línea roja), frente a la envolvente de cargas (línea azul), para el puente de Cuzcurrita, calculada con un camión de cuatro ejes de 400 kN de carga total (Figura 09).

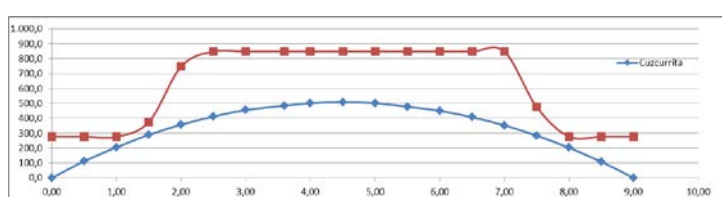


Figura 09: Envolvente resistente (roja) frente a envolvente de solicitaciones (azul) en mkN.

7. CONCLUSIONES

Se ha presentado en este trabajo una experiencia de intervención en un puente antiguo de hormigón armado, analizando todos los puntos de vista, en primer lugar, estimando su capacidad resistente, y en segundo realizando propuestas con diversos grados de intervención, desde dejarlo como está, si el estudio previos hubiera proporcionado resultados favorables, a regenerar para soportar las cargas hasta las actuales limitaciones, o incrementar su capacidad resistente, o incluso hacerlo nuevo.

En este caso se ha podido comprobar, como un equilibrio entre medidas geométricas que obligan al paso centrado, y el empleo de materiales modernos que aumentan algo la capacidad resistente,

permiten alargar la vida útil de estructuras que la tenían ya agotada y realizar inversiones eficientes del dinero público (Figura 10).



Figura 10: Comparativa de estados.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Saenz N. y Pantelides C.P. Shear Friction Capacity of Concrete with External Carbon FRP Strips. *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 131 Issue 12, December, 2005.

[2] Gil, LL. Y Cruz, J.J., Anchorage behavior and pre normative test for the reinforcement of concrete with CFRP laminates. *Proceedings of Rehabend 2009*, Bilbao, Octubre 2009.

[3] Arroyo Portero, J.C. et al.. *Guía de diseño de refuerzo estructural con fibra de carbon Replark*. Rumagraf, S. A., 2005.

[4] Task Group 9.3. *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Bulletin 14*. Fédération International du béton, 2001.

[5] Task Group 9.3. *FRP reinforcement in RC structures. Bulletin 40*. Fédération International du béton, 2007.

[6] Gómez Pulido, M^a Dolores. *Criterios de diseño para el refuerzo de estructuras con materiales compuestos con fibra de carbon*. Seminario de Nuevas Técnicas de Evaluación Estructural, Rehabilitación y Refuerzo de Estructuras. José Calavera y Juan Sobrino Eds., 1995.

[7] Rubio Peiroten, D. *Estudio del comportamiento resistente de elementos de hormigón armado reforzados mediante láminas y tejidos de polímeros con fibras de carbono bajo solicitaciones de flexión*. Tesis Doctoral. Universidad de Burgos, 2011.

[8] SIKA. *Soluciones SikaSmart en Puentes y Rehabilitación*. <http://esp.sika.com/es/sikasmart-redirect/solutions-for-projects/soluciones-sika-rehabilitacion-puente.html> (30/10/2017).