

Aplicación práctica de refuerzos activos en el tablero de un puente y en un forjado

Practical application of the active reinforcement in a bridge deck and floor slab

Elena Carricondo^a Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma^b, Raúl Rubén Rodríguez

Escribano^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC Jefe del Departamento de Patología. ecarricondo@intemac.es

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC Director del Área de Evaluación y Patología de Estructuras.

ediazpavon@intemac.es

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

RESUMEN

En la presente comunicación se exponen dos ejemplos correspondientes al refuerzo activo mediante perfiles metálicos del tablero de un puente y de un forjado de un polideportivo sobre el que se ejecutaron unas piscinas. La puesta en carga de los perfiles permitió que el calibre de los mismos quedara condicionado únicamente por criterios de seguridad. Lógicamente, el diseño y su puesta en obra implicaron ciertas precauciones, como son el control efectivo de las fuerzas introducidas por el refuerzo a la estructura, su variación en el tiempo por retracción y, sobre todo, fluencia del hormigón, el efecto de cargas alternadas en elementos consecutivos, la introducción de la seguridad, etc., todos ellos de fácil resolución en la práctica.

ABSTRACT

This paper presents two examples corresponding to the active reinforcement with steel profiles of the deck of a bridge and of a floor slab of a sports center on which swimming pools were built. The load-bearing nature of the reinforcement allowed the size of the profiles to be determined solely by safety criteria. Logically, design and installation involved certain precautions, such as the effective control of the forces introduced by the reinforcement into the structure, its variation over time due to shrinkage and, above all, creep of the concrete, the effect of alternating loads on consecutive elements, the introduction of safety, etc., all of which are easy to resolve in practice.

PALABRAS CLAVE: refuerzo activo, puesta en carga, rehabilitación

KEYWORDS: active reinforcement, load-bearing, rehabilitation

1. Introducción

Uno de los principales condicionantes para el diseño de un refuerzo es garantizar su entrada en carga. En el caso de estructuras horizontales y con refuerzos “pasivos” convencionales, ello se puede conseguir mediante estructuras metálicas dispuestas bajo las existentes con suficiente

rigidez para que previamente al agotamiento de la estructura a reforzar, la contribución del refuerzo sea suficiente. Evidentemente, dicha rigidez está asociada al uso de perfiles de mayores dimensiones, con los consiguientes problemas de gálibo, ejecución y coste.

Todos esos problemas se minimizan si el refuerzo se pone en carga previamente, esto es, mediante refuerzos activos, en los cuales el calibre de los perfiles queda condicionado únicamente por criterios de seguridad. Lógicamente, el diseño y la puesta en obra implican ciertas precauciones, como son el control efectivo de las fuerzas introducidas por el refuerzo a la estructura, su variación en el tiempo por retracción y, sobre todo, fluencia del hormigón, el efecto de cargas alternadas en vanos y elementos consecutivos, la introducción de la seguridad, etc. pero como se expone en los siguientes apartados mediante sendos ejemplos correspondientes al refuerzo del tablero de un puente y de un forjado de un polideportivo sobre el que se ejecutaron unas piscinas, estos son de fácil resolución en la práctica.

2. Refuerzo activo de los forjados de un polideportivo

2.1. Descripción general del edificio

Se trata de un edificio construido en 1952 que constaba de planta sótano y tres plantas sobre rasante (baja, primera y segunda) y una cubierta.

La estructura está formada por pórticos de hormigón armado entre los que se han dispuesto forjados unidireccionales de losas nervadas de luces significativas (unos 12 m), como se aprecia en la figura 1.



Figura 1. Vista de la configuración de la estructura

2.2. Actuaciones previstas

El uso principal del edificio era comercial, y se rehabilitó para habilitar en él un centro polideportivo. Dado que originalmente tuvo uso industrial o como almacén, de la evaluación de la estructura existente se dedujo que las necesidades de refuerzo se limitaban a zonas muy concretas, en particular a los vanos de forjado sobre los que se iban a disponer las piscinas (tanto una interior sobre el forjado de planta primera -figura 2-, como una de verano en cubierta), en ambos casos con 1 m de altura de agua.

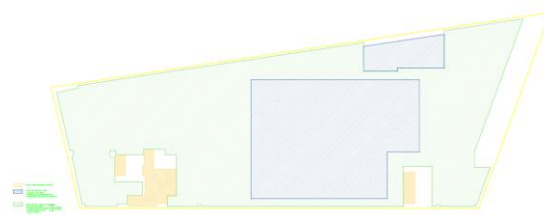


Figura 2. Disposición de las piscinas en planta 1ª

Dicha necesidad de refuerzo se obtenía tanto por condicionantes de flexión como de corte, así como por resultar flechas en servicio excesivas para los usos previstos. Además, mientras que en el caso del forjado de planta primera los cálculos arrojaron coeficientes de seguridad relativamente próximos a los exigibles, el notable incremento de cargas en cubierta hacía que dichos valores se encontraran muy alejados de dichos valores de referencia.

Tras el análisis de distintas alternativas de refuerzo así como tras un predimensionamiento de algunas de las soluciones planteadas, se consensuaron con el Peticionario las siguientes:

- En planta primera, un refuerzo activo mediante la disposición de un perfil tipo IPE entre nervios de forjado.
- En planta cubierta, un refuerzo activo mediante la disposición de una celosía metálica entre nervios de forjado.

En los siguientes apartados se comentan ambas soluciones.

2.3. Fundamento y tipología de los refuerzos propuestos.

Los refuerzos planteados consistieron en la disposición de un sistema de perfiles o cerchas metálicos bajo los forjados existentes, previamente deformados para así resistir una mayor proporción de las cargas que si no se llevará a cabo dicha puesta en carga. Esto se consigue introduciendo unas fuerzas -por ejemplo, mediante gatos- que ponen en carga el perfil al tiempo que descargan al forjado.

Su evaluación es relativamente compleja, ya que la magnitud y posición de dichas fuerzas están condicionadas, por un lado, por la capacidad del forjado frente a momentos negativos, y por otro, por las necesidades de rigidez ante la aplicación del resto de cargas.

Además, las incertidumbres asociadas a los modelos de cálculo aumentan con el número de puntos en los que se introducen, al tiempo que la precisión relativa de las deformaciones medidas es menor a medida que se exigen perfiles de mayor rigidez.

Sin embargo, en el caso objeto de estudio estas posibles incertidumbres son relativamente reducidas por la importante rigidez del forjado en relación con los perfiles propuestos. En estas condiciones esta solución era especialmente adecuada en el forjado objeto de estudio por los siguientes motivos:

- La relativamente elevada luz de los forjados hacía que, ante las cargas introducidas, las deformaciones de los perfiles y/o cerchas fueran significativas (centimétricas), permitiendo su medición con técnicas de topografía convencionales (precisión del orden de 0,5 a 1,0 mm).
- La diferencia de rigideces entre el perfil y el forjado hacía que la puesta en carga de los sucesivos perfiles entre nervios apenas

alterara las deformaciones de los perfiles que se hubieran predeformado previamente.

- Por otro lado, dada la importante diferencia de luz entre los vanos reforzados y los adyacentes, los efectos de la presencia de sobrecargas en estos últimos tampoco variaban de forma significativa las deformaciones en los perfiles de refuerzo, y por tanto las fuerzas introducidas sobre el forjado.
- Por último, la edad de la estructura hacía que los efectos de la fluencia y la retracción se hubieran desarrollado, a efectos prácticos, en su totalidad, por lo que no se producirán deformaciones diferidas que puedan alterar a medio o largo plazo la eficacia del refuerzo propuesto. En este sentido, aunque no resulta condicionante, se estimó la pérdida de fuerza introducida mediante la siguiente expresión¹:

$$(\Delta R_d)_\varphi = \frac{m \left[g_d \cdot F_{viga}^{(0)}(a) - (R_d + (\Delta R_d)_1) F_{viga}^*(a) \right] \frac{1}{F_{ref}^*(a)} \varphi(t, t_o)}{1 + m \frac{F_{viga}^*(a)}{F_{ref}^*(a)} (1 + \chi(t, t_o) \cdot \varphi(t, t_o))} \quad (1)$$

siendo R_d el valor de las fuerzas de refuerzo, m la relación entre la rigidez del nervio de forjado y el perfil o cercha. El resto de coeficientes se detallan en la Tesis doctoral referida anteriormente [1].

Con estas consideraciones, se realizó el dimensionamiento de los refuerzos de los forjados considerando tres etapas:

- Estado actual, con el peso propio.
- Introducción de las fuerzas de refuerzo mediante gatos, descargando al forjado a costa de la deformación de los refuerzos (véase la figura 3). Las cargas ascendentes a introducir sobre el forjado debían ser

¹ Tanto la deducción de esta fórmula como las figuras que se exponen a continuación están extraídas de la Tesis doctoral REFUERZO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LA APLICACIÓN DE FUERZAS EXTERIORES

INTRODUCIDAS POR PREDEFORMACIÓN DE PERFILES METÁLICOS, realizada por D. Raúl Rubén Rodríguez Escribano en 2015 [1]. Se puede encontrar información adicional en las referencias [2] a [8].

reducidas, en todo caso inferiores a la capacidad a *negativos* del citado forjado (véase la figura 4, que por claridad en la exposición se representa para un vano isostático).

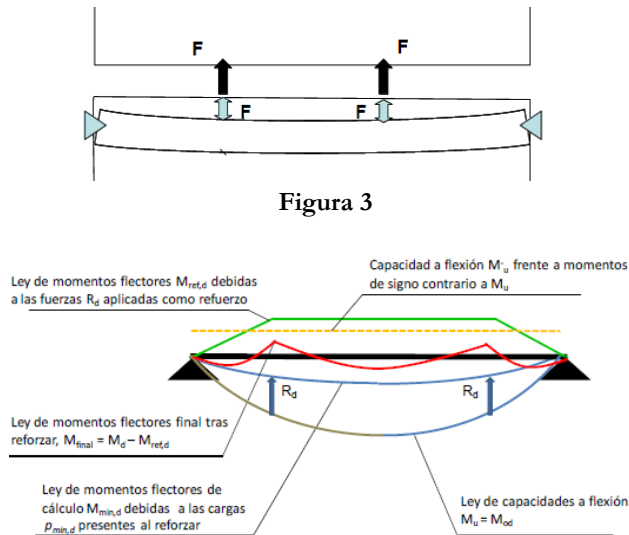


Figura 3

- Frente a las cargas muertas y sobrecargas los esfuerzos se repartirán en función de la rigidez relativa del perfil y el forjado. En el caso de planta primera, dado que la descarga de las cargas existentes ya permitía que sus márgenes de seguridad fueran prácticamente correctos, las exigencias sobre la rigidez del perfil eran muy reducidas (es decir, los incrementos de carga sobre el perfil ΔR_d y ΔR_f de la figura 5 siguiente, eran prácticamente nulos). En el vano central de la planta cubierta era necesaria una mayor colaboración del refuerzo frente a estas cargas adicionales, exigiendo la disposición de cerchas de más rigidez.

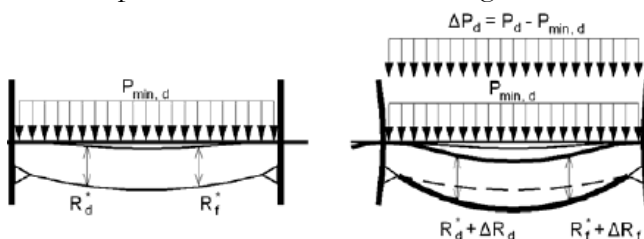


Figura 5

Dada la magnitud de las reacciones en los apoyos y que estas no eran simétricas en las vigas

(en la mayoría de los casos el refuerzo sólo se realizó en el vano central de unos 12 m de luz que se mostraba en la figura 1), la excentricidad de la carga en la misma produciría una torsión que previsiblemente fisuraría la viga por torsión. Se trata en todo caso de una torsión de compatibilidad que no alteraba el equilibrio del forjado, aunque lógicamente sí modificaba los esfuerzos en el mismo, por lo que fue sido considerada igualmente en las comprobaciones realizadas.

Por otro lado, dicha magnitud de las cargas hizo que la solución de anclaje de las placas a la viga exigiera la disposición de pasadores, cuya eficacia es notablemente superior que la de los anclajes convencionales (por ejemplo, mediante tacos, bien mecánicos bien químicos).

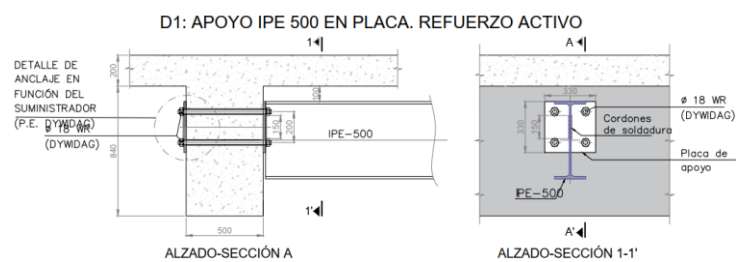


Figura 6

Esta solución de anclaje tiene el inconveniente de que exige la perforación completa de la viga, con el consiguiente riesgo de corte de las barras inclinadas con que cuentan las vigas. No obstante, la caracterización de la estructura permitió determinar con cierta precisión la posición de los puntos donde pueden encontrarse estas barras, y únicamente en los apoyos que quedan más próximos a los soportes existía tal riesgo, estableciéndose en Proyecto algunas recomendaciones al respecto (tales como reconocer con sonda magnética, previamente a la perforación, el alma de las vigas).

2.4. Procedimiento constructivo

La disposición y puesta en carga (en su caso) de los perfiles constó de las siguientes operaciones:

- 1) Ejecución de las placas de anclaje en las vigas existentes.

- 2) Disposición del perfil metálico (figura 8) o de la cercha (figura 9) de refuerzo bajo el forjado, dejando una separación entre ambos de unos 15 cm (esta separación puede ser superior en función de los gatos que se dispongan).



Figura 7



Figura 8



Figura 9

- 3) Disposición de unas placas de reparto (en planta primera) o de un perfil transversal (en planta cubierta, donde el espesor de la losa es de 10 cm) en los puntos de aplicación de las cargas sobre el forjado, en torno a tercios de luz de éste y centrados entre los nervios. Estas placas eran chapas de 400×300×10 mm, siendo su longitud tal que permitiera colocar más adelante un perfil de retacado a la vez que se encuentra el gato en carga

(figura 10). En planta cubierta el perfil a disponer fue un HEB100, con sendos recrecidos a ambos lados para la citada disposición de los elementos de retacado (véase la figura 9 anterior).

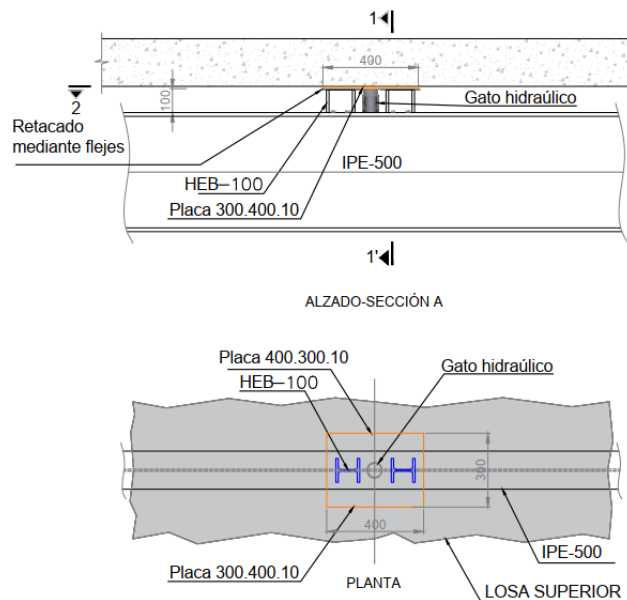


Figura 10

- 4) Disposición bajo el perfil o la cercha, a tercios de luz, de dianas para el control de flechas.
- 5) Colocación de dos gatos hidráulicos sobre el perfil, a tercios de luz, con capacidad en torno a 100 kN cada uno, con carrera de al menos 70-80 mm.
- 6) Puesta en carga de los gatos hasta que los perfiles y/o cerchas alcanzaron las deformaciones especificadas en los planos, entre 50 y 60 mm. La puesta en carga se realizó en 4 fases. A modo de ejemplo, en planta primera se alcanzó una fuerza de 80 kN y una deformación en el perfil de refuerzo de 56 mm (véase la figura 3), procediéndose a continuación al retacado entre el nervio original y el refuerzo mediante perfiles cortados al efecto. Dichas flechas podrán variar en torno a 5 mm, tal y como se especificó en los planos, y se comprobó mediante un medidor láser (figura 11).

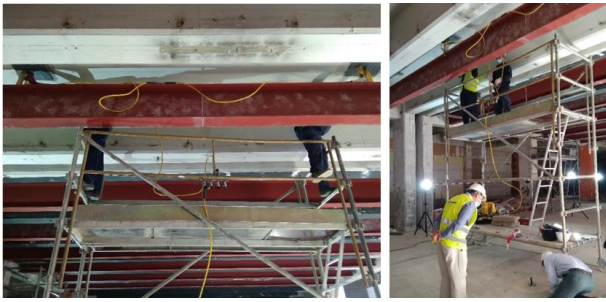


Figura 11

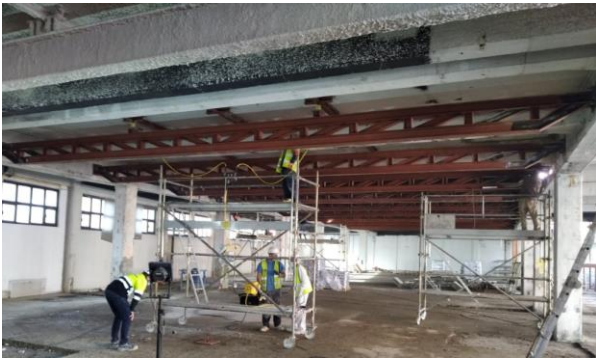


Figura 12

- 7) Fijación provisional, de un perfil metálico (se utilizó un HEB100 de unos 50 mm de longitud) entre el forjado y el perfil o cercha. Esta fijación se realizó mediante puntos de soldadura entre la cara superior del perfil IPE500 y las alas del perfil HEB. La diferencia de altura entre los HEB previstos y la deformación adquirida se completó mediante flejes metálicos.

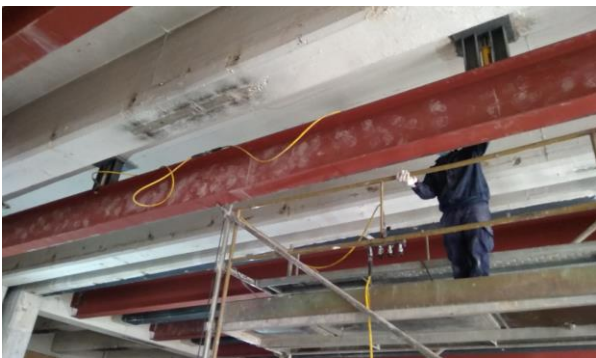


Figura 13

- 8) Retirada de los gatos.
- 9) Repetición de la operación en los siguientes nervios de forjado.
- 10) Comprobación de las flechas en los distintos refuerzos dispuestos. En aquellos elementos donde puntualmente se obtuvieron deformaciones mayores a las

tolerancias especificadas (los citados 5 mm), se dispusieron nuevamente los gatos y se repitió la operación de izado, suplementando el retacado con nuevos flejes (esta repetición fue únicamente necesaria en el forjado de cubierta, donde la rigidez del forjado era menor).

- 11) Finalmente, todos los elementos metálicos quedaron protegidos frente a la corrosión. Asimismo, los refuerzos del forjado de cubierta tuvieron que protegidos frente al fuego garantizando un nivel de protección R-90 (figura 14).



Figura 14

3. Refuerzo activo de un puente

3.1. Descripción general del puente

Se trata de una estructura un único vano apoyado en estribos esviados respecto al tablero, que se encuentran separados 10,88 m. Los estribos son de hormigón en masa, de tipología muro frontal.



Figura 15

El tablero del puente está formado por diecisiete vigas doble T de hormigón pretensado con un intereje de 0,69 m. Presentan

una longitud de 11,70 m y un canto de 0,62 m, encontrándose simplemente apoyadas sobre los estribos a través de unas láminas de neopreno. En las inspecciones realizadas se encontraron marcas con la identificación comercial, correspondiente al modelo “GAMO”, del prefabricador PACADAR.

En la parte superior las vigas están solidarizadas por una losa de 0,20 m de espesor que en los laterales tiene un vuelo de 0,35 m, lo que constituye un tablero de 11,63 m de anchura.

La estructura fue diseñada en 1971, siguiendo las prescripciones de la *Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado*, del año 1956 [8].

3.2. Actuaciones previstas

El objetivo de la intervención sobre la estructura era corregir algunos defectos de durabilidad de la misma, así como dotar a esta de las condiciones de seguridad oportunas, tanto frente al paso de vehículos pesados sobre el tablero como disponiendo un nuevo sistema de contención acorde con la normativa vigente ([9], [10]).

En relación con dicha sobrecarga cabe indicar que en proyecto se consideró la correspondiente al *tren n° 2* (según [8]), que se define por medio de una sobrecarga de uso de 450 kg/m² en la plataforma y un vehículo pesado de 20 t. No se consideró en cambio el paso del *tren n° 3*, consistente en el paso de un vehículo pesado de 60 t (notablemente superior al que se consideró en proyecto).

Por las necesidades de tráfico de la Administración de la infraestructura, las comprobaciones de cálculo se realizaron contemplando este último, arrojando resultados en las vigas insuficientes tanto a flexión como, sobre todo, a cortante. Estos resultados eran además coherentes con el número de vigas del tablero (17), que contrastaban con el número de vigas que se deduciría de la aplicación de las

fichas técnicas de PACADAR, donde aparecen tablas para el dimensionamiento de los tableros de puentes que están basadas en las acciones de la IAP-72 [11] (con una sobrecarga uniforme de 400 kg/m² y el vehículo pesado de 60 t), de las que se deducía que debían haberse dispuesto 28 vigas tipo *GAMO*. En este sentido es probable que no se considerara de forma totalmente adecuada el esvía de los tableros.

En estas condiciones, fue necesario reforzar dicho tablero.

3.3. Estudio de alternativas de refuerzo.

Dada la necesidad de reforzar el tablero frente al paso de vehículos pesados de 60 t, inicialmente se valoró la posibilidad de realizar actuaciones que tipológicamente responden a las recogidas en la Figura 16:

- Macizado del entrevigado.
- Recrecido de las vigas actuales.
- Disposición de vigas metálicas en los entrevigados.

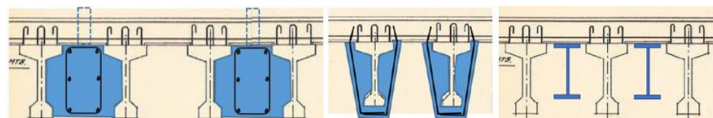


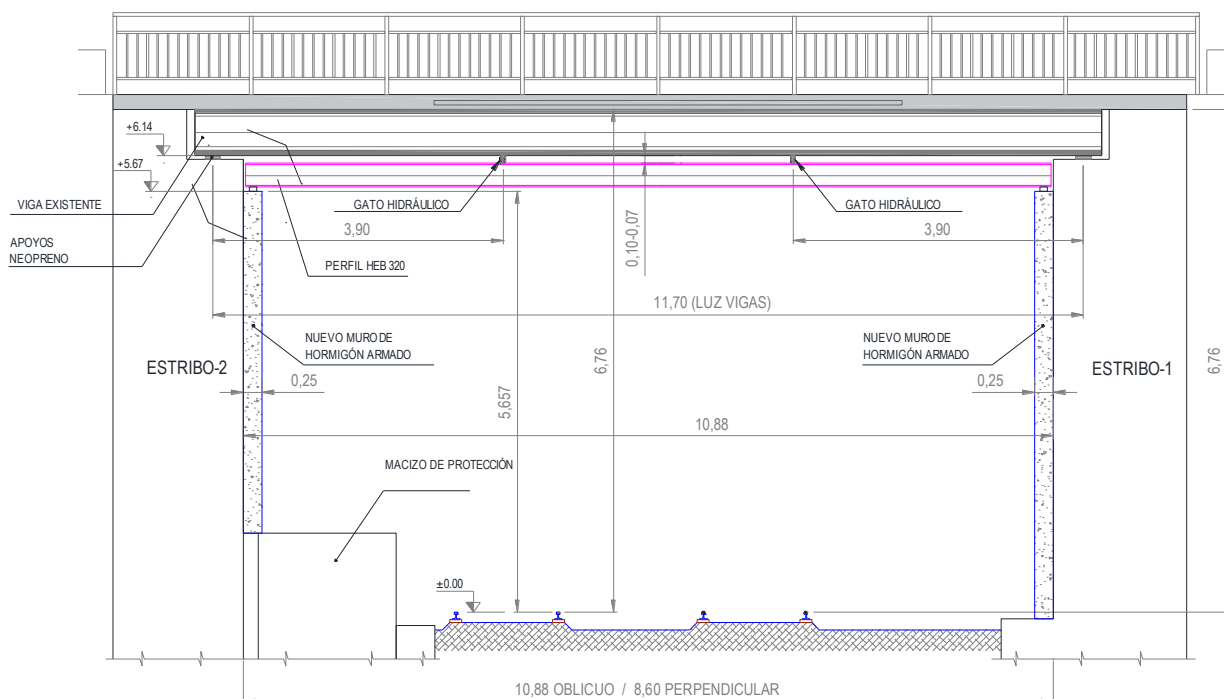
Figura 16

No obstante, estas soluciones se descartaron por la complejidad de su ejecución y, en el caso del refuerzo de vigas metálicas en el entrevigado, por las necesidades de rigidez del refuerzo y la dificultad para introducir los perfiles en el espacio disponible.

Una vez descartadas las anteriores propuestas y al no ser condicionante el gálibo bajo la estructura, se analizaron distintas opciones de refuerzo con perfiles metálicos bajo las vigas. No obstante, se comprobó que la falta de capacidad que presentaban los tableros frente a las acciones normativas y las exigencias de rigidez para su entrada en carga, requerían soluciones muy masivas.

original mediante casquillos IPE 160. Para el apoyo de los perfiles de refuerzo se ejecutaron muros de hormigón de 25 cm de espesor adosados a los estribos existentes (figuras 17 y 18).

Bajo cada viga pretensada se colocó un perfil HEB 320 que quedaría retacado con la estructura



En cuanto al dimensionamiento del refuerzo activo, aparte de los aspectos comentados en el ejemplo anterior, cabe destacar los siguientes criterios:

- Dado que el tablero se encontraba simplemente apoyado sobre los estribos, debía limitarse la carga que introducen los gatos a la carga permanente de la estructura existente, de manera que no se levantara la estructura en sus apoyos.
- Al tratarse de vigas pretensadas, a la hora de establecer la carga de gateo, se comprobó que el valor de las tensiones de compresión en la fibra inferior de la viga era inferior a la resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
- En cambio, las tensiones de tracción en la fibra superior de la losa resultaban superiores a la resistencia a tracción de cálculo del hormigón, lo que implicó que se tuviera que disponer armadura de refuerzo longitudinal en la cara superior de la losa, aspecto que no era

condicionante ya que, previamente al refuerzo activo del tablero, se contempló una actuación por cara superior para ejecutar nuevos pretilos, lo cual exigió el refuerzo de la losa.

En las figuras 19 y 20 se muestran algunas vistas del refuerzo ejecutado. Cabe destacar que, como en el ejemplo anterior, la comprobación de las deformaciones en los perfiles se realizó mediante distanciómetro láser, debiéndose repetir la operación de gateo en varias fases dada la reducida distancia entre vigas.



Figura 19



Figura 20

6. Conclusiones

En los apartados anteriores se han expuesto dos ejemplos de refuerzos activos, aplicados tanto en unos forjados de edificación como en el tablero de un puente. En ambos casos la puesta en carga de los perfiles permitió optimizar el calibre de los perfiles a utilizar (con el consiguiente ahorro de coste y facilidad de ejecución). Lógicamente, debieron resolverse algunas particularidades relativas al diseño y a la propia ejecución que, en

todo caso, se resolvieron con facilidad, confirmando la idoneidad de las soluciones adoptadas.

Referencias

- [1] Rodríguez Escribano, Raúl R. *Refuerzo de vigas de hormigón armado mediante la aplicación de fuerzas exteriores introducidas por predeformación de perfiles metálicos*. Universidad Politécnica de Madrid. Tesis Doctoral, 2015.
- [2] Rodríguez Escribano, Raúl R.; Ley, J., González Valle, E. *Active strengthening of beams and slabs using steel profiles*. *HORMIGÓN Y ACERO*, 2021, Vol. 72 Núm. 294/295.
- [3] Brufau, R. *Rehabilitar con Acero*. APTA (Asociación para la Promoción Técnica del Acero), 2010.
- [4] Rodríguez Escribano, R., González Valle, E., Ley Urzaiz, J. Calderón Bello, E., Díaz-Pavón Cuaresma, E. *Refuerzos activos de vigas y forjados mediante predeformación de perfiles metálicos*. Congreso REHABEND. Cáceres, mayo 2018.
- [5] Rodríguez Escribano, R., González Valle, E., Ley Urzaiz, J. *Ejemplo de aplicación de fuerzas exteriores para el refuerzo de elementos flectados en un refuerzo para la supresión de pilares en un edificio*. V Congreso ACHE. Barcelona, 2011.
- [6] Swoo-Heon Lee, Hee-Du Lee, Kyung-Jae Shin y H.-K. Kang. *Shear strengthening of continuous concrete beams using externally prestressed steel bars*. Chicago: PCI Journal, 2014, Vol. 59. ISSN 0887-9672.
- [7] Serrano, A. et al. *Sistemas activos de transferencia de carga para la eliminación de soportes o muros en obras de rehabilitación*. Madrid: VI Congreso Internacional de Estructuras de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), 2014.

- [8] *Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado.* Ministerio de Obras Públicas, 1956.
- [9] ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS. Comité de Puentes. *Adecuación de sistemas de contención a puentes existentes.*
- [10] *Orden Circular 23/2008 sobre criterios de aplicación de pretilas metálicas en carretera.* Ministerio de Fomento, 2008.
- [11] *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.* LAP-72. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 1972.