

Comportamiento a flexión y cortante de un puente continuo de vigas prefabricadas pretensadas con tendones CFCC

Flexural and shear performance of a continuous bridge of precast beams prestressed with CFCC tendons

Alexis Ramirez Pérez^a, Eva Oller Ibars^b, Antonio Marí Bernat^c y Christian Renato Mendoza^d

^a MSc en Ingeniería Estructural y de la Construcción. Universitat Politècnica de Catalunya. Estudiante de doctorado.

alexis.johariv.ramirez@upc.edu

^b Doctora Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrática de Universidad.

eva.oller@upc.edu

^c Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya. Catedrático de Universidad.

antonio.mari@upc.edu

^d MSc en Ingeniería Estructural y de la Construcción. Universitat Politècnica de Catalunya. Estudiante de doctorado.

christian.mendoza@upc.edu

RESUMEN

Se presentan los resultados de los ensayos realizados en la UPC sobre un tablero de puente continuo de dos vanos, a escala 1/3, formado por dos vigas prefabricadas pretensadas con tendones de polímeros reforzados con fibra de carbono, y conectadas a una losa de compresión de hormigón armado de 10 cm de espesor. La continuidad sobre el apoyo central se da mediante pretensado de los diafragmas de las vigas. La armadura pasiva de las vigas, de la losa y de la conexión entre ellas, se realizó con barras de polímeros reforzados con fibra de vidrio (GFRP), excepto en la zona del diafragma y de anclaje. Se realizaron dos ensayos, uno de flexión y otro de cortante, uno en cada vano.

ABSTRACT

The results of tests conducted at UPC on a 1/3-scale continuous two-span bridge deck are presented. The deck consists of two precast prestressed beams with carbon fiber-reinforced polymer tendons, connected to a 10 cm-thick reinforced concrete compression slab. Continuity over the central support is achieved through the prestressing of the beam diaphragms. The passive reinforcement of the beams, slab, and their connection was made with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars, except in the diaphragm and anchorage zones. Two tests were carried out: one bending test and one shear test, one in each span.

PALABRAS CLAVE: Polímeros reforzados con fibras (FRP), Hormigón pretensado con FRP, puente continuo, carbon fiber composite cables (CFCC), armadura FRP, rotura a cortante, rasante.

KEYWORDS: Fibre reinforced polymers (FRP), FRP prestressed concrete, continuous bridge, carbon fiber composite cables (CFCC) tendons, FRP reinforcement, shear failure, shear interface.

1. Introducción

Los polímeros reforzados con fibras (FRP) ofrecen ventajas significativas sobre el acero en ambientes agresivos por su ausencia de corrosión. Por ese motivo, se han llevado a cabo investigaciones a nivel mundial para explorar el comportamiento estructural de elementos de hormigón armado (HA) con FRP. Sin embargo, el número de estudios que involucran el FRP como armadura activa sigue siendo muy limitado, pese a que exista alguna realización como la del Hampton Road Bridge-Tunnel y el remplazo del puente de Harkers Island. Grace et al. [1] estudiaron el comportamiento a flexión de tendones postesados de CFRP no adheridos en vigas prefabricadas. Rossini y Nanni [2] elaboraron un estado del conocimiento sobre el uso del FRP en hormigón pretensado, concluyendo que estos representan una solución viable en ambientes corrosivos cuando las tensiones de pretensado se mantienen en niveles controlados. El report NCHRP-907 [3] recoge recomendaciones para el diseño de vigas de puente de hormigón pretensadas con tendones de polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP). El ACI 440.4R [4] es una de las únicas guías de diseño existentes para estructuras de hormigón pretensadas con sistemas de pretensado con FRP. El Model Code 2010 [5] incluyó por primera vez el uso de materiales FRP para estructuras de hormigón y el Model Code 2020 [6] ya contempla su uso como pretensado.

Schmidt et al. [7] y Zdanowicz et al. [8] elaboraron una revisión del estado del arte sobre sistemas de anclaje, mientras que Puigvert et al. [9] exploraron el comportamiento de anclajes adheridos con resinas. Recientemente, Jokubaitis y Valivonis [10] investigaron la longitud de transferencia y el deslizamiento en sistemas de pretensado con FRP, mientras que Duan et al. [11] abordaron un estudio de una viga continua con pretensado CFRP externo. Schlaich et al. [12] destacaron el potencial de un puente

construido con elementos prefabricados y pretensados con CFRP, mostrando su aplicabilidad en estructuras sostenibles. Además, Peng y Xue [13] llevaron a cabo un estudio experimental enfocado en el comportamiento al cortante de vigas pretensadas con CFRP, examinando el impacto del uso de estribos de FRP. Ushijima et al. [14] estudiaron la simulación y la implementación en campo de tendones de CFRP en aplicaciones de puentes, destacando la necesidad continua de más investigación sobre el desempeño a largo plazo y la validación en campo.

En este sentido, con el fin de conocer el comportamiento de estructuras continuas pretensadas con FRP, se ha desarrollado un programa experimental de un tablero de puente de dos vanos, compuesto por vigas prefabricadas pretensadas, conectadas entre sí mediante postesado longitudinal y superiormente a una losa de hormigón armado mediante armadura de rasante FRP, que se presenta en este artículo. Esta tipología se ha elegido debido a que solo requiere pretensado con trazado recto y parece especialmente indicada para utilizar cordones FRP, a la vez que, no se han realizado investigaciones sobre tipologías de este tipo.

2. Descripción de la campaña experimental

En el Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales (LATEM) de la Universitat Politècnica de Catalunya se ha llevado a cabo una campaña experimental para caracterizar el comportamiento a flexión y cortante de un tablero de puente continuo de 13 m de longitud de dos vanos, que se correspondería con un puente real a escala 1/3. Cada vano está formado por dos vigas prefabricadas de sección doble T, pretensadas con armadura pretesa de cordones

de polímeros reforzados con fibra de carbono, de longitud 6.5 m. La continuidad de estas vigas se realiza mediante un postesado con barras Dywidag en el diafragma del apoyo central.

Sobre las vigas se ha hormigonado una losa superior que actúa como capa de compresión. La Figura 1 muestra el tablero de puente al final de su construcción.



Figura 1. Vista del tablero continuo de dos vanos con armadura pretesa de FRP justo después de construcción.

2.1 Geometría

Las cuatro vigas prefabricadas del tablero presentan una longitud total de 6.5m y una luz libre de 6.2 m por vano entre ejes de apoyos. Para cada una de las vigas, 5.5 metros son con sección doble T, y 1.0 m de diafragma con sección rectangular. La sección doble T presenta un canto de 0.30 m, un ala superior de 0.33 m de ancho y un espesor variable de 0.05m a 0.07 m, y un ala inferior de 0.21 m de ancho con un espesor variable de 0.07m a 0.11 m. La Figura 2 muestra las diferentes secciones existentes en las vigas prefabricadas.

La armadura activa de las vigas consiste en dos cordones de siete alambres de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFCC, Carbon Fibre Composite Cable), con un diámetro de 0.5" de la casa comercial Tokyo Rope que se sitúan a 50 mm de la cara inferior de la viga. La armadura longitudinal pasiva consiste en 2 barras $\phi 10$ en el ala inferior y 3 barras $\phi 10$ en el ala superior de polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP).

En lo que respecta a la armadura transversal, la sección doble T cuenta con estribos transversales de acero convencional de

diámetro $\phi 6$ mm separados 0.05 m en la zona de apoyo para resistir las tensiones de transferencia del pretensado. En la dirección longitudinal, se han colocado unos cercos $\phi 10$ de 0.30 m de ancho por 0.37 m de altura, de polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP). Estos cercos actúan como armadura de cortante y de rasante entre las vigas prefabricadas y la losa de compresión. El radio de doblado de este diámetro impedía que se pudieran colocar transversalmente como es convencional.

Las vigas se encuentran separadas 0.50 m entre ejes.

La continuidad entre vigas de tablero se ha realizado mediante un postesado con barras Dywidag de diámetro 26.5 mm. Para ello se han dejado unas vainas de diámetro 60 mm durante la ejecución de las vigas en la zona del diafragma. Esta zona del diafragma de continuidad se ha armado con barras de acero convencional, para evitar una rotura local.

La losa de compresión de ancho 1.0 m es de 0.10 m de espesor y está armada longitudinal y transversalmente con barras de GFRP de $\phi 10$ cada 0.10 m en sentido longitudinal y cada 0.25 m en sentido transversal.

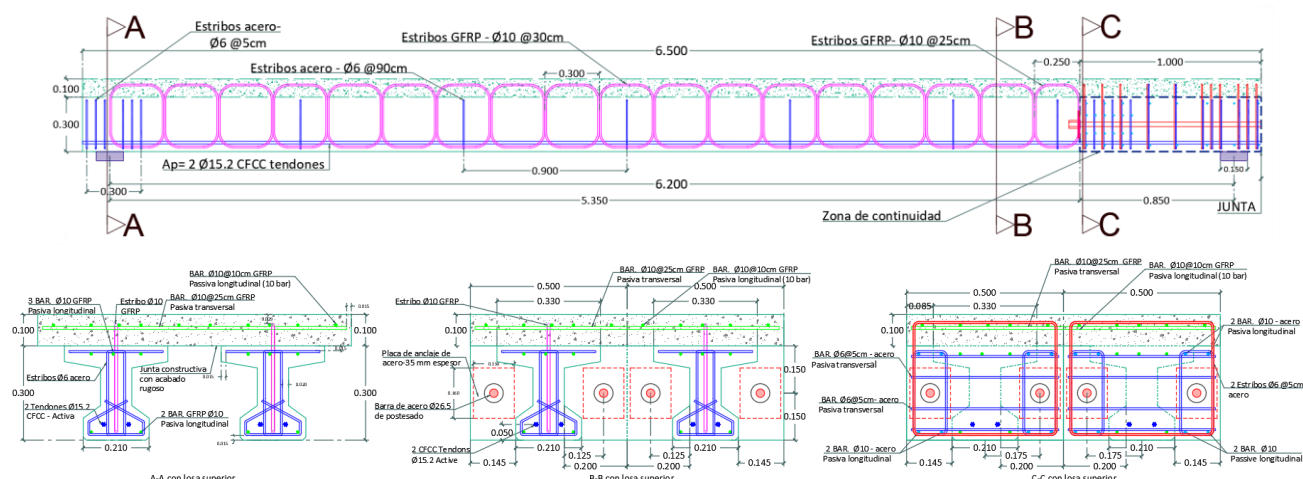


Figura 2. Alzado de una de las vigas y secciones transversales de armadura.

2.2 Características de los materiales

El tipo de hormigón de las 4 vigas prefabricadas fue HP-60/AC/12/IIa, la transferencia de pretensado se realizó a los 3 días cuando la resistencia a compresión del hormigón había alcanzado 35 N/mm², y su fabricación se llevó a cabo entre el 17 y el 31/05/2023, en las instalaciones de la empresa de prefabricación Alvipre. La resistencia nominal a compresión del hormigón de la losa superior fue de 40 N/mm². Ésta se hormigonó el 24/07/2023 en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales (LATEM) de la UPC, después de realizar el postesado de continuidad con las barras Diwidag. Durante las fabricaciones del hormigón, se realizaron probetas cilíndricas para realizar ensayos a compresión, de módulo de elasticidad y tracción indirecta a los 28 días y el día del ensayo (20/09/2023) (ver Tabla 1).

Tabla 1. Propiedades del hormigón

Edad	f_{cm} (N/mm ²)	f_{ctm} (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)
28 d (vigas)	64.3	3.9	32685
Ensayo 112 d (vigas)	69.3	4.1	34437
Ensayo 58 d (losa)	56.1	3.5	28435

A su vez, se realizaron ensayos de tracción a las armaduras activas CFCC y pasivas GFRP

proporcionadas por la empresa Sireg y de acero B500S. Paralelamente, se ensayaron tendones de acero convencional Y1860S7, y los tendones CFCC no se han ensayaron hasta rotura debido a limitaciones de equipamiento disponible.

La tabla 2 muestra los resultados de la resistencia a tracción y módulo de elasticidad de los materiales, tanto nominal como experimental del refuerzo activo, mientras que la tabla 3 muestra los resultados de la armadura pasiva. La resistencia de las barras GFRP en la zona de doblado, utilizadas en estribos, es menor a la resistencia en tramo recto, y su valor nominal es 450 N/mm².

Tabla 2. Propiedades mecánicas armadura activa

Material Tipo Diámetro	Y1860S7 Activa 0.5"	CFCC Activa 0.5"
Resistencia última a tracción nominal (MPa)	1860	2547
Módulo de elasticidad nominal (GPa)	195	155
Resistencia última a tracción experimental (MPa)	1859	-
Módulo de elasticidad experimental (GPa)	204	159

Tabla 3. Propiedades mecánicas armadura pasiva

Material Tipo Diámetro	GFRP Pasiva 10 mm	B500s Pasiva 10 mm
------------------------------	-------------------------	--------------------------

Resistencia última a tracción nominal (MPa)	900	550
Módulo de elasticidad nominal (GPa)	46	200
Resistencia última a tracción experimental (MPa)	839	628
Módulo de elasticidad experimental (GPa)	65	200

2.3 Instrumentación

En este programa experimental se utilizó una instrumentación diseñada para capturar tanto los efectos globales como los locales en las vigas ensayadas. La medición de desplazamientos verticales se llevó a cabo mediante transductores que se colocaron estratégicamente en los puntos de aplicación de carga, bajo los apoyos y en $L/4$, $L/2$ y $3L/4$ en el ensayo a flexión, para el ensayo a cortante en $L/2$. En cuanto a las reacciones, se colocaron ocho células de carga en los apoyos principales de las vigas, durante el ensayo de flexión. Se utilizaron dos células de carga adicionales en el apoyo extremo que se ancló a la losa de carga del laboratorio para evitar un posible levantamiento. Además, se han utilizado inclinómetros para medir el giro en los apoyos. Con la finalidad de medir deformaciones, se instalaron LVDTs en la losa de compresión y en el ala inferior de las vigas cerca de los puntos de aplicación de carga y en el apoyo intermedio, donde se ha dispuesto un LVDT adicional para medir la apertura de la junta. Por último, en los extremos de los tendones CFCC se instalaron LVDTs para detectar posibles deslizamientos.

Los tendones de CFCC se instrumentaron con galgas extensométricas en cinco ubicaciones diferentes a lo largo de su longitud.

Para analizar las deformaciones en la armadura transversal, se colocaron galgas extensométricas en dos niveles, ubicados a 0.112 m y 0.179 m desde la fibra inferior, que corresponden a $h/3$ y $h/2$ aproximadamente. Además, se instrumentó la armadura longitudinal de la losa en la zona del apoyo

intermedio, permitiendo estudiar su comportamiento específico. En la sección central del vano, se instalaron galgas en la armadura longitudinal pasiva de las vigas y de la losa de compresión, completando un sistema de medición diseñado para obtener las deformaciones en los puntos más relevantes del tablero.

Además, para analizar el comportamiento local en las proximidades de los puntos de aplicación de carga se utilizó un sistema 2D de correlación de imágenes digitales (DIC).

3. Ensayo a flexión

3.1 Configuración del ensayo

La figura 3 a) muestra la configuración del ensayo a flexión que consistió en la aplicación de una carga puntual en el centro del vano 1 que se ha repartido de forma uniforme a lo largo del ancho del tablero mediante dos vigas HEB140 y un neopreno de 4 cm de espesor. La carga se aplicó con la prensa hidráulica MTS 661.31F-01 con una capacidad de 1000 kN, en tres ciclos con control por desplazamiento: el primero hasta 200 kN, el segundo hasta 250 kN y el tercero hasta rotura. El primero se correspondería hasta el inicio de la fisuración, el segundo hasta servicio, y finalmente hasta rotura. El apoyo extremo del vano 2 (sin carga) se ancló a la losa del laboratorio, para evitar su posible levantamiento durante el ensayo mediante dos perfiles UPN200 colocados sobre el tablero y anclados con barras Diwidag a la losa de carga.

El tablero se apoyó sobre unos neoprenos zunchados, bajo los que se colocaron dos placas de acero de 10 mm de espesor, entre las cuales se colocaron células de carga para registrar las reacciones. Estos aparatos de apoyo descansaron sobre unos macizos de hormigón armado, contruidos para el ensayo.

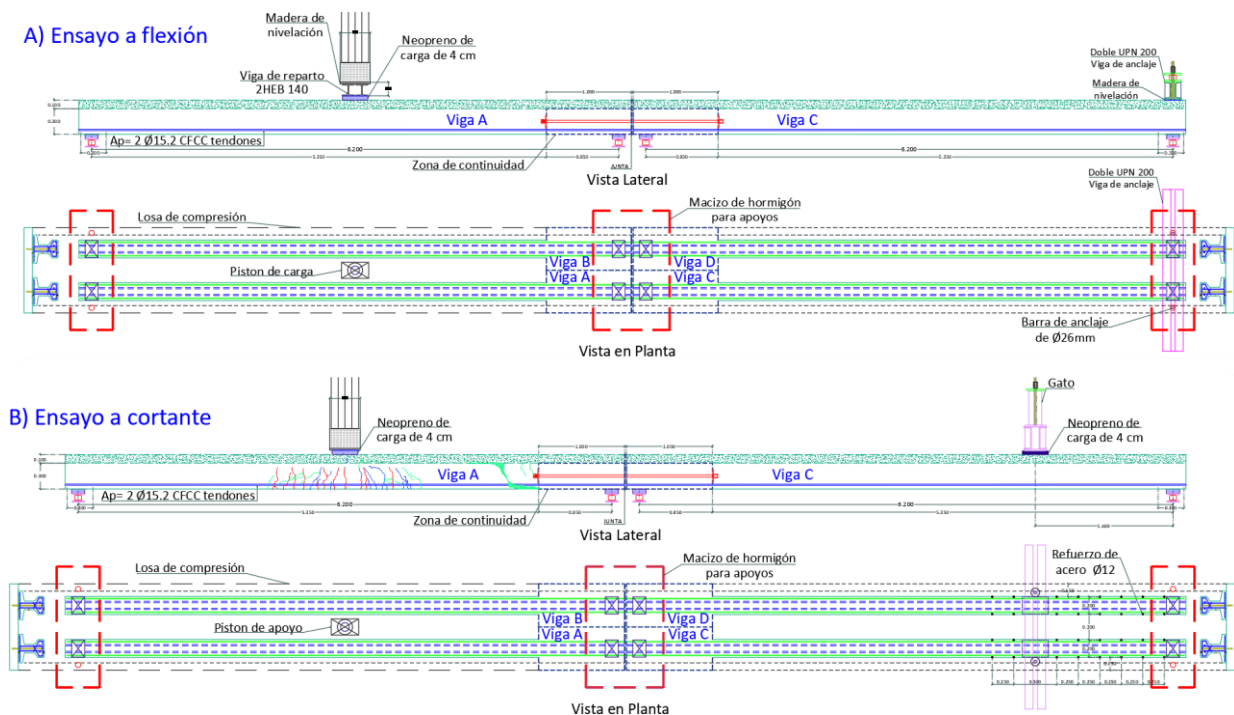


Figura 3. Configuración del ensayo a flexión (a) y del ensayo a cortante (b) en planta y alzado.

3.2 Resultados del ensayo a flexión

3.2.1. Carga-desplazamiento

La figura 4 muestra la relación de la carga – desplazamiento en el centro del vano 1 de la viga A, la primera fisura observada en el centro del vano se ha registrado para una carga de 220 kN, mientras que, en el apoyo intermedio la primera fisura se produjo para 141 kN. La carga máxima fue de 289.5 kN y el desplazamiento para esa carga de 72.50 mm.

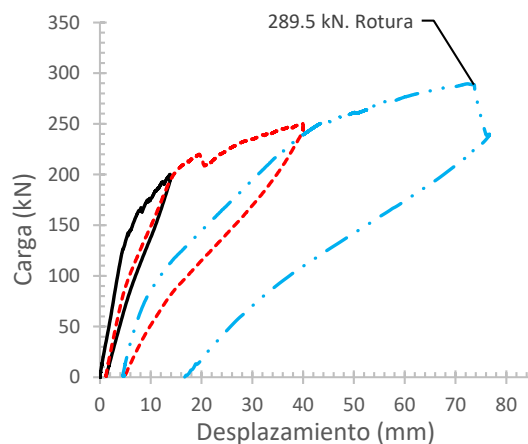


Figura 4. Carga – Desplazamiento en centro de vano 1 de la viga A durante el ensayo a flexión.

A partir de las cargas y de las reacciones medidas en el ensayo se han obtenido los esfuerzos en la estructura. Para la carga puntual máxima, $P_u = 289.5$ kN, el momento bajo la carga, que es muy próximo al momento máximo, es de 418 kNm y esfuerzo cortante máximo en la zona no macizada es de 185.8 kN.

3.2.2. Modo de rotura

La rotura se originó por esfuerzo rasante en la unión viga - losa cerca del apoyo intermedio bajo la carga máxima, lo que un instante después derivó en un fallo por esfuerzo cortante, como se muestra en la figura 5. Este tipo de rotura estuvo relacionado con el bajo desempeño de los estribos GFRP en la zona de doblado debido a su baja resistencia transversal. La fisura crítica por cortante apareció inicialmente con una carga de 273 kN y, al propagarse a través del ala superior, desencadenó la rotura completa bajo una carga de 289 kN. La tensión rasante estimada, en el momento de la rotura, es de 0.81 MPa, calculada teniendo en cuenta el efecto de la fisuración por retracción impedida observada, que aumentan el rasante y disminuye la

resistencia disponible a tracción para resistir las tensiones rasantes en la junta. En ese instante, el tendón de CFCC presentaba una tensión de 1952 N/mm^2 , equivalente al 76.65% de su resistencia última.



a) Rotura a cortante en el apoyo intermedio a 289.5 kN



b) Rotura del cerco de GFRP por rasante

Figura 5. Rotura en apoyo intermedio en ensayo a flexión.

3.2.3 Deformación en los tendones CFCC

La figura 6 muestra las deformaciones a lo largo de uno de los tendones CFCC de una de las vigas para las cargas asociadas al final de cada uno de los tres ciclos según las mediciones registradas por las galgas extensométricas. Se puede apreciar que la variación de las deformaciones con la carga aplicada afecta principalmente al centro de vano.

4. Ensayo a cortante

4.1 Configuración del ensayo

La figura 3b) muestra la configuración del ensayo a cortante que se ha llevado a cabo aproximadamente un mes después del ensayo a flexión, el 23/10/2023. Para evitar la rotura

por rasante observado durante el ensayo a flexión, previo al ensayo a cortante se realizó un refuerzo adicional en la unión viga – losa. Este refuerzo consistió en la colocación de barras de acero de $\phi 12 \text{ mm}$, con una longitud de 180 mm, que atravesaban la losa de compresión y el ala superior de las dos vigas C y D del tablero (figura 7). Estas barras se distribuyeron cada 250 mm en la dirección longitudinal y 200 mm en la dirección transversal, cubriendo 2 m que incluían la zona del vano de cortante.

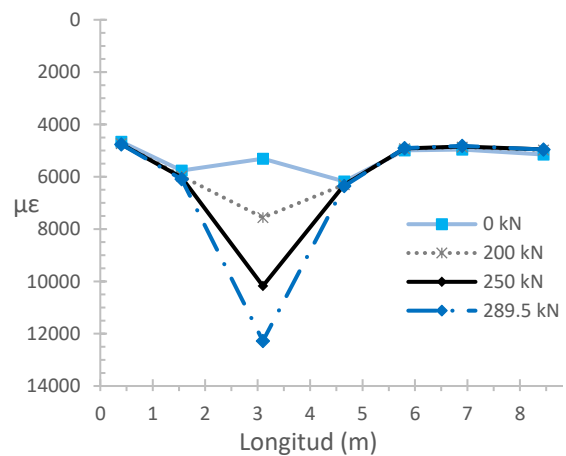


Figura 6. Deformaciones en el tendón izquierdo de la viga B durante el ensayo a flexión.

El ensayo a cortante se realizó en el vano 2, compuesto por las vigas C y D. La carga se aplicó a una distancia de 1.6 m del eje del neopreno de apoyo, utilizando dos gatos ENERPAC RCH603 con una capacidad individual de 576 kN. La transferencia de la carga se efectuó mediante una viga de reparto formada por dos perfiles UPN 260 reforzados con placas, que descansaban sobre dos neoprenos de 4 cm de espesor y dimensiones en planta de 20 cm x 30 cm, alineados con las almas de las vigas doble T.

Para la transmisión de carga, se colocaron dos barras roscadas Dywidag de 32 mm de diámetro que atravesaban la losa de compresión del tablero a través de huecos previstos durante el hormigonado. Estas barras se anclaron en la losa del laboratorio, lo que permitió la activación de los gatos para aplicar la carga. La distancia de

1.6 m entre la carga y el apoyo se definió según la ubicación disponible de los huecos de anclaje de la losa de carga del laboratorio y representa una relación entre el vano de cortante y el canto útil (a/d) de 4.

Además, se utilizó la prensa MTS en el centro del vano 1, colocándola en contacto con la losa de compresión para actuar como apoyo y prevenir posibles levantamientos durante el ensayo. Es importante mencionar que el vano 1 presentaba daños previos ocasionados por el ensayo a flexión. El ensayo de cortante se desarrolló de forma progresiva en varios ciclos con control por desplazamiento, alcanzando cargas de 135 kN, 255 kN, 319 kN, 247 kN, 365 kN y, finalmente, hasta rotura en el último ciclo, que se produjo para 407 kN.

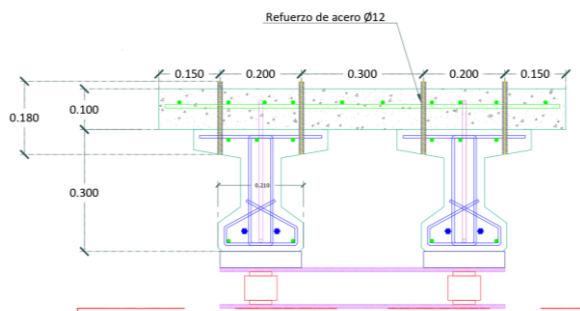


Figura 7. Refuerzo en la interfaz de rasante después del ensayo a flexión.

4.2 Resultados del ensayo a cortante

4.2.1. Carga-desplazamiento

La figura 8 presenta la relación entre la carga aplicada y el desplazamiento en el punto de aplicación de carga de una de las vigas hasta el quinto ciclo, en el sexto ciclo no se pudo registrar el desplazamiento. Como se observa, la carga máxima aplicada fue de 367 kN al final del quinto ciclo. El cortante en el apoyo extremo en este instante fue de 253.6 kN.

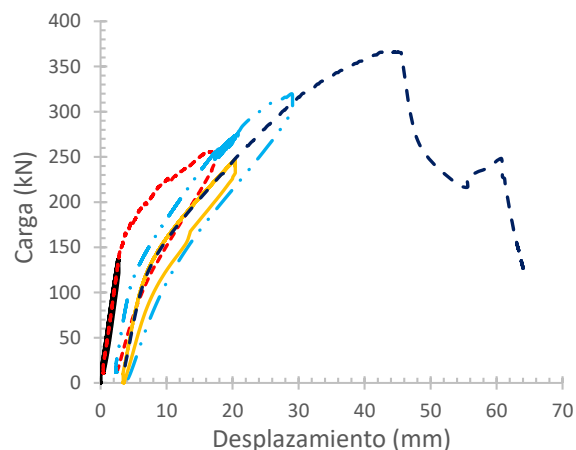


Figura 8. Carga – desplazamiento en el punto de aplicación de carga del vano 2 de la viga D.

4.2.2. Modo de rotura

La figura 10 muestra los modos de rotura que se han observado durante el ensayo a cortante en las dos vigas C y D. En la figura 9a) se muestra la rotura por cortante en la viga D, caracterizada por la aparición de una fisura inclinada que se propagó horizontalmente a lo largo del tendón de CFCC, la cual se produjo a los 365 kN durante el sostenimiento de carga en el quinto ciclo. En este punto, la tensión registrada por las galgas extensométricas en los tendones de la viga D fue de 1656.78 MPa, (65.05% f_{pu}), mientras que, bajo ese estado de carga, en la viga C, las dos fisuras inclinadas más cercanas al apoyo no llegaron a abrirse (ver figura 9b).

Durante el sexto y último ciclo, la fuerza aplicada alcanzó un valor máximo de 407 kN, aunque no se pudieron registrar los desplazamientos en este ciclo, se puede observar en la figura 9 en b) y c) que las fisuras de cortante inclinadas en la viga C en rotura se conectaron mediante una fisura horizontal a lo largo del tendón, propagándose durante el proceso de rotura. Además, se registró un deslizamiento de los tendones en el extremo de las vigas, siendo el valor máximo de 1.20 mm en la viga D y 0.55 mm en la viga C. Respecto a las galgas extensométricas de los tendones en la viga C, éstas fallaron para una carga de 324 kN, registrando una tensión de 1735.9 MPa (68.15%

f_{pu}), lo que imposibilitó registrar las tensiones en los tendones al momento de rotura a 407 kN.



a) Rotura a cortante en viga D a 365 kN



b) Instante antes de rotura – viga C



c) Rotura a cortante en viga C a 407 kN

Figura 10. Modos de rotura en el ensayo a cortante.

4.2.3 Deformación en los tendones CFCC

La figura 11 muestra las deformaciones a lo largo de uno de los tendones de la viga D para los niveles de carga correspondientes al final de cada ciclo, de acuerdo con el registro de las galgas extensométricas en los tendones CFCC. Se puede observar como en el punto de aplicación de la carga a 1.6m del apoyo (11.55m), las deformaciones han alcanzado el $68.15\%f_{pu}$, mencionado anteriormente.

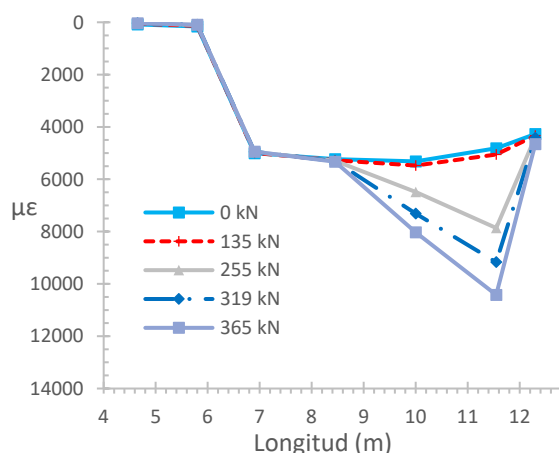


Figura 11. Deformaciones a lo largo del tendón derecho de la viga D durante el ensayo a cortante.

5. Conclusiones

El presente estudio experimental ha mostrado el comportamiento a flexión y cortante de un tablero de puente continuo a escala 1/3, compuesto por vigas prefabricadas pretensadas con tendones de CFCC y conectadas mediante postensado en el diafragma y una losa de compresión superior, con armadura pasiva de GFRP, con excepción de las zonas de transferencia de pretensado donde la armadura fue de acero convencional con una extensa instrumentación.

En el ensayo a flexión, la rotura estuvo dominada por rasante en la interfaz viga-losa, provocado por la baja resistencia transversal de los estribos de GFRP en la zona de unión. Esta separación física de vigas y losa dio lugar a que la losa dejara de colaborar en la resistencia del conjunto, desencadenando la rotura a cortante de las vigas A y B. La carga última fue de 289 kN y las tensiones en los tendones CFCC equivalentes al 76% de su resistencia última. Para mitigar esta problemática, se implementó un refuerzo en la interfaz para el ensayo a cortante.

Por su parte, el ensayo a cortante presentó un modo de rotura diferente, caracterizado por la aparición de fisuras a cortante inclinadas y la apertura de una fisura horizontal a lo largo del tendón CFCC con un deslizamiento significativo en los extremos de las vigas. Este deslizamiento alcanzó valores máximos de 1.20 mm en la viga D y 0.55 mm en la viga C, sugiriendo una disminución de la adherencia entre los cordones de CFCC y el hormigón. La carga máxima registrada fue de 407 kN en el último ciclo de carga antes de la rotura.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer el apoyo del Ministerio de Ciencia e Innovación (MICIU/AEI/10.13039/501100011033) y de los Fondos Europeos de Desarrollo Regional en los siguientes proyectos RTI2018-097314-B-C21, y PCI PCI2023-143361. Los autores desean

agradecer a Sireg por su cortesía en el suministro de los diferentes tipos de armaduras de FRP utilizadas en el programa experimental.

Los autores desean agradecer a la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación de México por la beca otorgada en al primer autor para sus estudios en el programa de Doctorado en Ingeniería de la Construcción.

Referencias

- [1] N. Grace, T. Enomoto, A. Abdel-Mohti, Y. Tokal, S. Puravankara, Flexural behavior of precast concrete box beams post-tensioned with unbonded carbon-fiber composite cables, *PCI Journal*. 53 (4) (2008) 62–79.
- [2] M. Rossini, A. Nanni, Composite Strands for Prestressed Concrete: State-of-the-Practice and Experimental Investigation into Mild Prestressing with GFRP, *Construction and Building Materials*. 205 (2019) 486–498. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.045>.
- [3] NCHRP-907, National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. 2019. Design of Concrete Bridge Beams Prestressed with CFRP Systems. Washington, DC: The National Academies Press. <https://doi.org/10.17226/25582>.
- [4] ACI 440, ACI 440.4R-04: Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons, American Concrete Institute, 2004.
- [5] Fédération Internationale du Béton, Model Code 2010, Bulletin 55 y 56, Lausanne, Suiza, 2011.
- [6] Fédération Internationale du Béton, Model Code 2020, Lausanne, Suiza, 2024.
- [7] J.W. Schmidt, A. Bennitz, B. Täljsten, P-Goltermann, H. Pedersen, Mechanical Anchorage of FRP Tendons – A Literature Review, *Construction and Building Materials*. 32 (2012) 110–121. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.11.049>.
- [8] K. Zdanowicz, R. Kotynia, S. Marx, Prestressing concrete members with fibre-reinforced polymer reinforcement: State of research, *fib Structural concrete*. 20 (2019) 872–885. <https://doi.org/10.1002/suco.201800347>.
- [9] F. Puigvert, A.D. Crocombe, L. Gil, Static analysis of adhesively bonded anchorages for CFRP tendons, *Construction and Building Materials*, 61 (2014) 206–215.
- [10] A. Jokubaitis, J. Valivonis, Transfer Length vs. Slip of Prestressed Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement, *Polymers*. 15 1190 1–22.
- [11] N. Duan, J.W. Zhang, J. Cheng, Simulation Research on Continuous Concrete Beams Reinforced with External Prestressed CFRP Tendons, *Materials*. 15 5697 (2022) 1–15.
- [12] M. Schlaich, A. Apitz, F. Jesse, Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton, *Beton- und Stahlbetonbau*. 115 (9) (2020) 684–694. <https://doi.org/10.1002/best.202000018>.
- [13] F. Peng, W. Xue, Experimental Investigation on Shear Behavior of FRP Prestressed Concrete Beams with Shear Reinforcements, *Journal of Bridge Engineering*. 27 (10) (2022) 04022084. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001930](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001930).
- [14] K. Ushijima, T. Enomoto, N. Kose, Y. Yamamoto, Field deployment of carbon-fiber-reinforced polymer in bridge applications, *PCI Journal*. 61 (5) (2016) 29–36.