

Refuerzo del puente atirantado de Comuneros sobre el río Mantaro en Perú

Reinforcement of Comuneros cable-stayed bridge over Mantaro River in Peru

David Sanz Cid^a, Diego Aita Santos^b, Juan Luis Bellod Thomas^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

^b Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. peru@cesmaing.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Director General. cesma@cesmaing.com

RESUMEN

El Puente atirantado sobre el río Mantaro en Huancayo, con longitud de 300 m, tablero mixto y pilonos de hormigón, presentó una serie de anomalías tras su construcción, destacando la formación de fisuras en el tablero. Como primer paso para garantizar su seguridad estructural, se estudiaron las causas de las patologías, motivadas por no considerar durante la verificación estructural los esfuerzos de tracción producidos por la retracción del hormigón y el calentamiento diferencial acero-hormigón derivados del comportamiento mixto del tablero frente a estas acciones. Posteriormente se procedió a su reparación y refuerzo mediante la inyección de fisuras y la colocación de láminas o armaduras de fibra de carbono.

ABSTRACT

The 300 m long cable-stayed bridge over the Mantaro River in Huancayo, constituted by a composite steel and concrete deck and reinforced concrete pylons as main elements, had a number of anomalies after construction was completed. Cracking of the concrete slab was particularly severe. In a first step, the reasons behind this pathology were analyzed, with a view to adopt the appropriate safety measures. It has been found that concrete shrinkage and temperature gradient induced tensile stresses in the concrete slab due to the composite action of the deck, were not properly considered in the structural design and verification. The subsequent intervention was based on concrete crack injection and the installation of carbon fibre plastic laminates and rebars to resist tensile forces.

PALABRAS CLAVE: Reparación, refuerzo, análisis de patologías, inyecciones, fibra de carbono

KEYWORDS: Repair, strengthening, assessment, concrete crack injections, CFRP laminates

1. Introducción

SIMA (Servicios Industriales de la Marina), empresa estatal peruana, solicitó a CESMA Ingenieros los servicios técnicos para el estudio de las causas y trascendencia estructural de las anomalías detectadas en la losa del Puente Mantaro, situado en la ciudad de Huancayo, Región de Junín.

A partir de todos los datos de diseño de la estructura, del proceso constructivo realmente ejecutado, la toma de datos y levantamiento de todas las fisuras significativas, los resultados de

ensayos de los testigos de hormigón tomados in-situ y una inspección preliminar del estado general de la losa, se elaboró un estudio de evaluación estructural y refuerzo de la losa del puente, donde, además de analizar las causas de la excesiva fisuración producida, se establecían diferentes alternativas de refuerzo antes de su puesta en servicio definitiva.

Tras el análisis por parte del SIMA de este estudio, CESMA Ingenieros procedió a la redacción del proyecto de refuerzo, donde se

incluyó la justificación y definición detallada de la solución de refuerzo óptima desde el punto de visto económico y de ejecución.

2. Descripción de la estructura

La estructura objeto de estudio presenta una longitud total de 300 m dividida en tres vanos de 70 – 160 – 70 m, siendo su tablero de ancho constante, de 10,6 m. La sección transversal, es mixta hormigón-acero, definida por dos vigas longitudinales con sección doble T y vigas transversales cada 1.5 ó 2 m, sobre los que apoya una losa superior de hormigón armado de 0.224 m de canto constante.



Figura 1. Vista del puente.

Se disponen dos familias de cables, una a cada lado del tablero, formadas por 24 tirantes cada una, con 6 a cada lado de cada fuste del pilono.

Los pilonos están formados por dos fustes verticales de 53.90 m de altura, 43 m de los cuales se sitúan sobre rasante, con una sección rectangular de 2x3 m. Estos fustes son de hormigón armado y se arriostran por medio de una viga transversal, también de hormigón, con sección de forma romboidal, con canto variable de 3.5 m a 1.5 m; ancho de 2.2 m, y situada a 19.5 m de la coronación.

3. Estudio de la estructura existente

Antes de proceder a la definición y dimensionado de las reparaciones y refuerzo de la losa de hormigón, fue necesario realizar un estudio de la estructura existente en su estado actual y del origen de las patologías detectadas. Generalmente, la fisuración en el hormigón se produce por la escasa resistencia a tracción de éste, originada por fenómenos físico-químicos o mecánicos. En este caso, las fisuras del tablero eran de origen mecánico.

Dentro de los procesos mecánicos, cabe distinguir:

- Fisuración por retracción plástica y por asentamiento plástico, que son fenómenos característicos del hormigón fresco. La fisuración surge como consecuencia de los desplazamientos que sufre la masa de hormigón en presencia de alguna coacción (armadura, árido, etc.).
- Fisuración causada por deformaciones impuestas por temperatura, retracción o asentamientos diferenciales de las cimentaciones. La fisuración aparece donde la estructura se opone a los movimientos impuestos.
- Fisuración debida a los esfuerzos provocados por la aplicación de cargas externas. Consiste en un tipo de daño que permite identificar su origen (axil, flexión, cortante, torsión, etc.) en función de la tipología de las fisuras existentes: fisuras por flexión, fisuras por cortante, fisuras por torsión y fisuras por tracción.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, se llevó a cabo una inspección del estado de la losa del tablero antes de la ejecución del refuerzo, realizando un inventario de las fisuras mediante la elaboración de un reportaje fotográfico, un levantamiento geométrico de todas las fisuras encontradas y una inspección visual de los elementos principales del puente.

Adicionalmente, se realizó una campaña de ensayos, según las normas ASTM C-39 y C-42 [4,5], del hormigón de la losa con una total de 30

probetas en zonas no fisuradas de la misma, obteniéndose resultados satisfactorios en todos los ensayos realizados.

4. Descripción de la patología

Se detectaron fisuras significativas tanto en la cara superior de la losa (Fig. 2) como en la cara inferior (Fig. 3), siendo, la mayor parte de ellas, pasantes y con aperturas de fisura de hasta 1.2 mm. Muchas de ellas se prolongaban en todo el ancho del tablero de forma continua, resultando un esquema de fisuras perpendiculares al eje del puente y paralelas entre sí.



Figura 2. Fisura representativa en cara superior.



Figura 3. Fisura representativa en cara inferior.

A partir de los datos recogidos, se planteó como origen más probable de las fisuras la aparición de esfuerzos de tracción en la losa de hormigón, con dos posibles motivos:

- Retracción del hormigón
- Acciones exteriores

La losa de hormigón se encuentra totalmente conectada, mediante conectores a cortante tipo Nelson, a las vigas metálicas principales, por lo que la estructura resistente frente a las acciones globales del tablero es de tipo mixta (acero+hormigón). Debido al

fenómeno de retracción que se produce en el hormigón a lo largo del tiempo, en toda estructura mixta aparecen unos esfuerzos internos debidos a la coacción que impone la parte metálica, en este caso las vigas longitudinales, a la libre deformación del hormigón por efecto de los conectores. Puesto que la losa de hormigón tiende a contraerse y las vigas metálicas coartan este movimiento, se produce una tracción en la losa y una compresión en las vigas, lo que permite la compatibilidad de deformaciones de la estructura mixta.

El estudio de este fenómeno es fundamental en toda estructura mixta, ya que una parte importante del refuerzo de acero pasivo que debe disponerse en la losa se debe a este fenómeno de retracción.

También es posible la aparición de tracciones en la losa por la aplicación de acciones exteriores, que en este caso pueden deberse al proceso constructivo de la estructura (como en cualquier puente atirantado, en función de las fases de montaje de estructura metálica, hormigonado y tesado, es posible la aparición de tracciones en el tablero y, por tanto, en la losa), a efectos térmicos como la variación uniforme de temperatura o a la aparición de un gradiente térmico en el tablero. En el puente Mantaro, como en cualquier puente con tablero mixto, la exposición al ambiente exterior produce un enfriamiento o calentamiento diferencial entre el hormigón y el acero, ya que ambos materiales poseen una conductividad térmica muy diferente. Este calentamiento o enfriamiento diferencial produce un efecto similar al de la retracción, ya que la libre deformación de cada uno de los dos materiales se ve coartada por el otro por efecto de la conexión. En este caso, si el acero se enfría más que el hormigón, se producirá una compresión del hormigón y una tracción del acero, y si el acero se calienta más que el hormigón, se producirá una tracción del hormigón y una compresión del acero.

A la armadura necesaria por los efectos anteriores (retracción más tracciones derivadas de acciones exteriores), se debe sumar la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de flexión local que se producen por la acción de las cargas aplicadas directamente sobre la losa, como pueden ser el peso de pavimento o las sobrecargas de uso.

Puesto que el daño era bastante generalizado y cabía esperar vida útil de la estructura aparecieran nuevas tracciones en la losa de hormigón, no se podía considerar que estas fisuras tan sólo supusieran un problema estético o de durabilidad de la armadura (para lo que bastaría con su inyección). También existía un problema desde el punto de vista resistente, ya que la losa podría no ser capaz de soportar los esfuerzos de flexo-tracción a los que estará sometida. Así, aunque se procediera a la inyección de las fisuras, estas volverían a aparecer, por lo que fue imprescindible la reparación y refuerzo de todo el tablero.

5. Evaluación estructural de la losa

Antes de proceder a la definición del refuerzo, se estudiaron todas las posibles solicitaciones que podían afectar a la losa, así como el estado, desde el punto de vista estructural y resistente, de la losa antes de actuar sobre la misma.

5.1 Acciones a considerar

Para el cálculo de los esfuerzos en la losa antes de la ejecución del refuerzo se consideraron las siguientes acciones:

- Peso propio
- Retracción y fluencia
- Gradiente térmico

En el caso de la retracción se consideró su efecto hasta una edad de la losa de 546 días (momento de redacción del proyecto de refuerzo), mientras que para el gradiente térmico se consideró un calentamiento diferencial del acero de +18°C.

5.2 Modelo de cálculo

Se realizó un modelo de cálculo de elementos finitos con el programa SAP2000 en el que se consideró un cálculo evolutivo no lineal con todas las fases de construcción definidas en el proyecto.

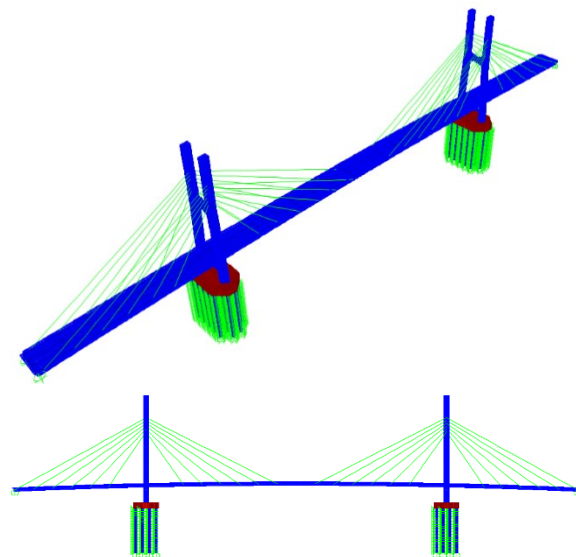


Figura 4. Modelo de cálculo.

5.3 Verificación de la losa

Se obtuvieron los siguientes esfuerzos de tracción en la losa:

- Retracción a 546 días: 596 kN/m
- Gradiente térmico: 465 kN/m
- Total = 596 + 465 = 1061 kN/m

La resistencia a tracción de la losa resultó:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_c} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$F = 0.224 f_r = 746 \text{ kN/m} < 1061 \text{ kN/m}$$

Por lo que el hormigón se fisuraba.

Una vez producida la fisuración del hormigón, el esfuerzo se transmite a la armadura, debiendo permanecer ésta con una deformación unitaria baja para permitir el control de dicha fisuración.

La armadura dispuesta en la losa era:

- Armadura superior: Ø1/2" a 0.30 m
- Armadura inferior: Ø5/8" a 0.20 m

Por lo que la tensión en la armadura resultaba ser:

$$\sigma = F / (A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}}) = 523 \text{ MPa}$$

Que es mayor al límite elástico de la armadura dispuesta ($f_y = 420$ MPa), produciéndose la plastificación inmediata de la misma y resultando, por tanto, imposible controlar la fisuración de la losa, ya que se produce una rotura frágil de la misma, considerándose la armadura agotada en la situación anterior al refuerzo en las zonas fisuradas.

A la vista de estos resultados, parece evidente que no se tuvo en cuenta en la fase de proyecto la interacción acero-hormigón de la sección mixta, habiéndose considerado que la parte metálica resiste todos los esfuerzos globales de la estructura y la parte de hormigón tan sólo debe resistir los esfuerzos locales de las cargas gravitacionales, no habiéndose estudiado el comportamiento real de la estructura una vez conectados ambos materiales.

Por tanto, para garantizar el correcto comportamiento estructural de losa, además de la reparación e inyección de las fisuras, fue necesario proceder al refuerzo de la misma para garantizar tanto el control futuro de la fisuración como que el armado de la losa será capaz de resistir todos los esfuerzos de tracción y flexión para los estados últimos de resistencia sin considerar la resistencia a tracción del hormigón.

6. Reparación y refuerzo de la losa

Una vez estudiada la causa más probable de aparición de las fisuras y el estado de la losa antes de su reparación y refuerzo, se planteó la ejecución de los siguientes trabajos:

- Inyección de las fisuras
- Refuerzo de la cara superior de la losa
- Refuerzo de la cara inferior de la losa
- Impermeabilización y protección final del tablero.

Tanto para el refuerzo de la cara superior de la losa como para el refuerzo de la cara inferior, se usaron elementos de fibra de carbono, barras y láminas, respectivamente.

La ventaja fundamental del refuerzo mediante estos elementos fue el no incrementar el peso de la losa, sin emplear encofrados o medios auxiliares, siendo un procedimiento limpio y poco invasivo. No obstante, para garantizar sus propiedades mecánicas y su durabilidad, fue necesaria la definición de un procedimiento detallado, la presencia de personal cualificado y un especial control de las labores de ejecución de dicho refuerzo.

6.1 Inyección de fisuras

Independientemente del refuerzo de la losa de hormigón, la inyección de las fisuras existentes fue obligatoria para devolver el monolitismo y la capacidad mecánica a la losa.

Los procedimientos y productos de inyección debieron adecuarse a las principales características de las fisuras: profundidad, espesor, morfología de los labios, tipología, etc.

Puesto que la estructura estuvo en servicio antes de las labores de reparación, fue necesaria una limpieza inicial de las fisuras, mediante agua a alta presión ($600-1.000$ kg/cm²) con objeto de eliminar el hormigón degradado, así como las exfoliaciones de óxido de las armaduras. Con este tratamiento frente a otros más agresivos, se consigue eliminar exclusivamente las zonas degradadas a la vez que mejora la adherencia con los productos de protección a emplear a posteriori.

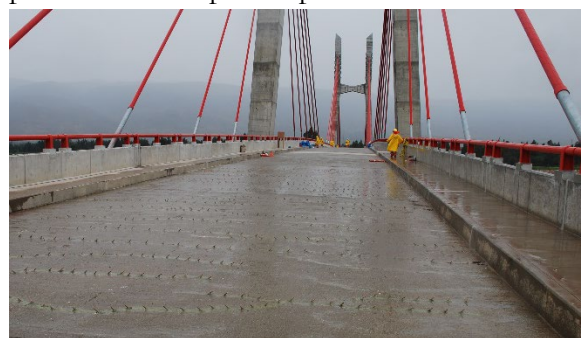


Figura 5. Inyección de fisuras.

La inyección se realizó mediante resina epoxídica fluida, con alta adherencia en materiales minerales, larga duración, poca sensibilidad a la humedad y resistencia a los

agentes químicos, de forma que fue posible restablecer la continuidad mecánica del hormigón (Fig. 5).

6.2 Refuerzo de la cara superior

Para el refuerzo de la cara superior se consideró la disposición de barras de fibra de carbono, cuya ejecución se realizó mediante el siguiente procedimiento:

- a) Ejecución de rozas para la colocación de las barras.
- b) Recubrimiento de sellado mediante resina imprimadora epoxi de baja viscosidad en todo el perímetro de la roza.
- c) Aplicación de una masilla epoxi estructural, adhesiva y regularizadora de superficie, hasta rellenar por completo la roza.
- d) Colocación de las barras de fibra de carbono, pultrusionada e impregnada de resina epoxi.
- e) Aplicación de una capa de regulación con mortero de nivelación de 10 mm de espesor.



Figura 6. Proceso de colocación de barras de fibra de carbono.

6.3 Refuerzo de la cara inferior

Para el refuerzo de la cara inferior se consideró la disposición de láminas de fibra de carbono, cuya ejecución se realizó mediante el siguiente procedimiento:

- a) Aplicación de una capa de regularización de mortero tixotrópico para la nivelación de la superficie del hormigón con las alas de los perfiles metálicos transversales (vigas de arriostramiento transversal de la losa).

- b) Aplicación de una resina imprimadora epoxi de baja viscosidad en la posición de cada una de las láminas (100 mm de anchura)
- c) Aplicación de dos capas de masilla epoxi estructural adhesiva en el ancho de cada lámina (100 mm).
- d) Colocación de las láminas de fibra de carbono (CFRP), pultrusionadas e impregnadas de resina epoxi.
- e) Disposición de una membrana cementosa de impermeabilización y protección de 2 mm de espesor.

A pesar de que la existencia de numerosos perfiles transversales dificultaba el refuerzo mediante láminas de fibra de carbono, fue posible realizar este refuerzo asegurando el anclaje en los extremos. Para ello, se colocaron sobre los refuerzos unas láminas en sentido transversal (paralelo al alma de la viga), adheridas, a su vez, a la cara inferior del ala.



Figura 7. Refuerzo inferior ejecutado y sin ejecutar.

6.4 Impermeabilización y protección adicional

Una vez inyectadas las fisuras existentes y ejecutado el refuerzo necesario, según la solución detallada en los apartados anteriores, se procedió a la impermeabilización definitiva de la cara superior del tablero.

En este caso, para poder completar la protección de la losa de hormigón se realizó la impermeabilización mediante la aplicación de un producto elástico y con capacidad de puentear las fisuras con las siguientes características:

- Alta adherencia al hormigón
- Capacidad de dejar respirar al hormigón
- Permitir el movimiento de fisuras activas

- Conservar su flexibilidad en el tiempo
- Resistencia frente a agentes químicos

7. Dimensionado del refuerzo

7.1 Acciones a considerar

Para el cálculo de los esfuerzos que deberían resistir los refuerzos, se consideraron las siguientes acciones:

- Peso propio
- Peso de la capa de rodadura
- Sobrecarga de uso
- Retracción y fluencia
- Gradiente térmico
- Incremento uniforme de temperatura

La combinación de acciones se realizó de acuerdo con la AASHTO LRFD [1], en su versión vigente en el momento de redacción del proyecto. Para la obtención de los esfuerzos debidos a la retracción del hormigón, se consideraron un total de 10.000 días para el cálculo evolutivo realizado a partir del modelo de elementos finitos indicado en apartados anteriores. Para el dimensionado del refuerzo se consideró que la retracción a 546 días indicada anteriormente se produjo en el momento de la ejecución del refuerzo, por lo que éste sólo debería resistir la retracción posterior hasta los 10.000 días (tiempo infinito).

Las fases y fuerzas de tesado de los tirantes consideradas fueron las definidas en los planos de montaje facilitados por la propiedad.

7.2 Esfuerzos solicitantes

Para el dimensionado del refuerzo se consideraron las siguientes hipótesis de cálculo para la obtención de los esfuerzos axiales en la losa de hormigón:

$$\text{Resistencia} = 1.20 \text{ SH} + 1.20 (\text{TG} + \text{TU})$$

$$\text{Servicio} = 1.00 \text{ SH} + 1.00 (\text{TG} + \text{TU})$$

donde: SH = retracción

TG = gradiente térmico

TU = temperatura uniforme

A la vista de los esfuerzos solicitantes anteriores, se plantearon dos niveles de refuerzo en función de la sollicitación.

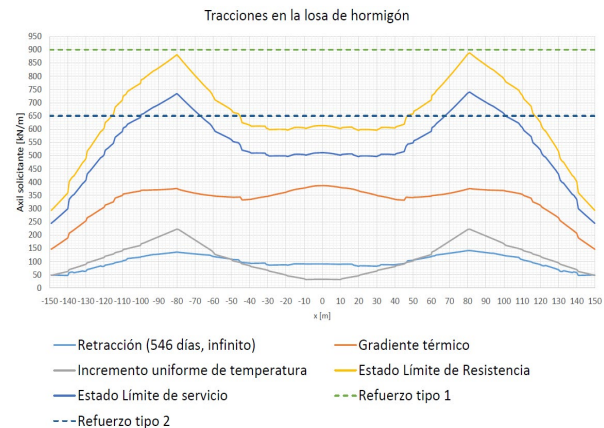


Figura 8. Axiles solicitantes de la losa de hormigón.

Adicionalmente a los esfuerzos axiales anteriores, se obtuvieron, mediante un modelo de cálculo simplificado (Fig. 9), los esfuerzos locales debidos a las cargas gravitacionales.

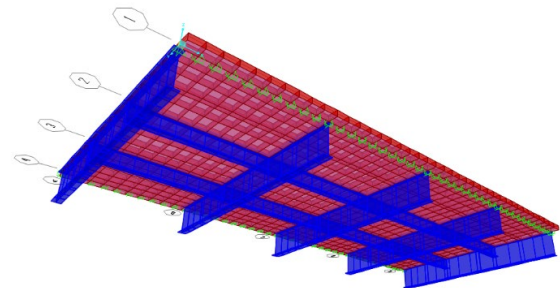


Figura 9. Modelo de cálculo para esfuerzos locales.

Para las cargas gravitacionales se consideraron las siguientes combinaciones de cálculo:

$$\text{Resistencia} = 1.50 \text{ DW} + 1.75 \text{ LL}$$

$$\text{Servicio} = 1.00 \text{ DW} + 1.00 \text{ LL}$$

donde: DW = carga muerta

LL = sobrecarga de uso

7.3 Estado tensional de la armadura existente

Antes de proceder al dimensionado del refuerzo fue necesario conocer el estado tensional de la armadura existente, con el fin de evaluar la resistencia remanente disponible para hacer frente a las acciones que solicitarán a la

estructura una vez efectuado el refuerzo, evitando, de este modo, el sobredimensionado del refuerzo a disponer.

El estado tensional de la armadura existente se obtuvo a partir del mapa de fisuras de la siguiente manera.

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s = E_s \Delta L/L = E_s w/L$$

donde: σ_s = tensión en la armadura

E_s = módulo elástico

ε_s = deformación unitaria de la armadura

w = ancho de fisura

L = separación entre fisuras

ΔL = deformación de la armadura

Mientras que el refuerzo a tracción era necesario de forma generalizada, el refuerzo a flexión se requería o no, según el estado de fisuración de la losa, resultando que en zonas con apertura de fisuras pequeñas o grandes separaciones entre las mismas no era necesario este refuerzo, mientras que en zonas más fisuradas era necesario el refuerzo tanto en la cara superior como en la cara inferior.

7.4 Dimensionado de los elementos de refuerzo

El dimensionado se realizó de acuerdo con la norma ACI 440.2R-08 [3] basándose la metodología fundamentalmente, en la obtención de las deformaciones unitarias máximas admisibles por los elementos de fibra de carbono y su compatibilización con la deformación del resto de fibras de las secciones: hormigón y acero de armar, ya que los elementos de fibra de carbono tienen un comportamiento elástico lineal hasta su tensión de rotura. Se resumen a continuación las características mecánicas de los materiales de refuerzo:

- Barras de fibra de carbono:
 - Diámetro nominal: 9.7 mm
 - Longitud: 6 m
 - Resistencia a tracción (f_{fu}^*): 2000 MPa
 - Módulo elástico: 155000 MPa
 - Alargamiento en rotura (ε_{fu}^*): 1.5%
 - Resistencia a cortante: 75 MPa

- Resina:
 - Adherencia al hormigón: > 3 MPa
 - Resistencia a tracción: 30 MPa
 - Alargamiento a tracción: 1 %
 - Resistencia a compresión: 70 MPa
 - Resistencia a flexión: 40 MPa
 - Módulo elástico a compresión: 8000 MPa
 - Módulo elástico a flexión: 4000 MPa
- Láminas de fibra de carbono:
 - Espesor nominal (t_f): 1.4 mm
 - Ancho: 100 mm
 - Resistencia a tracción (f_{fu}^*): 3100 MPa
 - Módulo elástico (E_f): 170000 MPa
 - Alargamiento en rotura (ε_{fu}^*): 2.0%
 - Resistencia a cortante: 77 MPa
- Adhesivo epoxídico:
 - Adherencia: hormigón-acero: > 3 MPa
 - Adherencia hormigón-carbono: > 3 MPa
 - Adherencia acero-acero: 19 MPa
 - Resistencia a tracción: 30 MPa
 - Alargamiento a tracción: 1 %
 - Resistencia a compresión: 70 MPa
 - Resistencia a flexión: 40 MPa
 - Módulo elástico a compresión: 8000 MPa
 - Módulo elástico a flexión: 4000 MPa

Por tanto, para el cálculo de los refuerzos de fibra de carbono, se debió limitar la deformación unitaria máxima de la sección al alargamiento máximo a tracción de las resinas (1%).

De acuerdo con la metodología recogida en la norma de referencia [3], se obtuvieron los parámetros de diseño de los elementos de refuerzo:

- Barras de fibra de carbono:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.85 \times 2000 = 1700 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* = 0.85 \times 1.5 = 1.275 \%$$

$$C_E = 0.85 \text{ (tabla [3] 9.1)}$$
- Láminas de fibra de carbono:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.85 \times 3100 = 2635 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* = 0.85 \times 2.0 = 1.7 \%$$

$$C_E = 0.85 \text{ (tabla [3] 9.1)}$$
- Hormigón base para el refuerzo:

$$f_c' = 28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 (f_c')^{1/2} = 24870 \text{ MPa}$$

Tabla 1. Factor de reducción ambiental para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición.

Condiciones de exposición	Tipo de fibra	Factor de reducción ambiental C_E
Exposición interior	Carbono	0.95
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85
Exposición exterior (puentes, pilas, etc)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.65
	Aramida	0.75
Exposición agresiva (plantas químicas y estaciones de tratamiento de aguas)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.50
	Aramida	0.7

Se obtuvieron también los alargamientos máximos admisibles para evitar el arrancamiento del refuerzo mediante barras y para evitar el descuelgue del refuerzo laminado de la cara inferior:

- Arrancamiento de las barras:

$$\epsilon_{fd} = 0.7 \epsilon_{fu} = 0.0089$$

- Descuelgue de las láminas:

$$\epsilon_{fd} = 0.41 (f_c' / (n E_f t_f))^{1/2} = 0.0045$$

$$n = \text{número de capas} = 1$$

Por lo que las deformaciones unitarias máximas admisibles resultaron iguales a:

- Barras de fibra de carbono:

$$\epsilon_{f,adm} = \min(\epsilon_{fu}; \epsilon_{fd}; 1.0 \%) = 0.89 \%$$

- Láminas de fibra de carbono:

$$\epsilon_{f,adm} = \min(\epsilon_{fu}; \epsilon_{fd}; 1.0 \%) = 0.45 \%$$

Así, las tensiones máximas admisibles en los refuerzos resultaron iguales a:

- Barras de fibra de carbono:

$$f_{f,adm} = \epsilon_{f,adm} E_f = 1379 \text{ MPa}$$

- Láminas de fibra de carbono:

$$f_{f,adm} = \epsilon_{f,adm} E_f = 765 \text{ MPa}$$

A partir de los datos anteriores, fue posible dimensionar los refuerzos necesarios para hacer frente a los esfuerzos solicitantes indicados anteriormente, resultando los siguientes resultados:

- Barras de fibra en cara superior:

Ref. tipo 1: barras $\phi 9.7 \text{ mm}$ cada 0.20 m

Ref. tipo 2: barras $\phi 9.7 \text{ mm}$ cada 0.25 m

- Láminas de fibra en cara inferior:

Ref. tipo 1: bandas $100 \times 1.4 \text{ mm}$ cada 0.20 m

Ref. tipo 2: bandas $100 \times 1.4 \text{ mm}$ cada 0.30 m

En las zonas con mayor concentración de fisuras de gran apertura, fue necesario, de manera puntual, aumentar los refuerzos a disponer:

- Barras de fibra en cara superior:

Ref. tipo 1: 2 barras adicionales por metro

Ref. tipo 2: 1 barra adicional por metro

- Láminas de fibra en cara inferior:

Ref. tipo 1: 2 bandas adicionales por metro

Ref. tipo 2: 1 banda adicional por metro

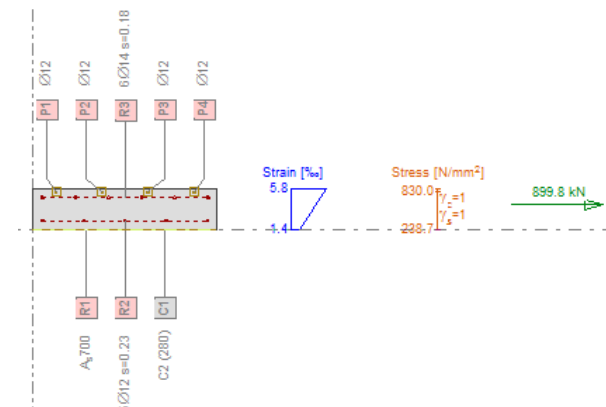


Figura 10. Verificación tensiones en servicio

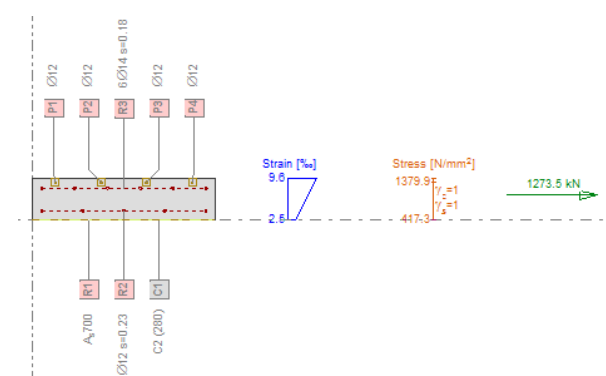


Figura 11. Verificación resistencia.

Una vez definidos los refuerzos necesarios, se verificó que cada una de las secciones cumpliera con los requisitos de deformaciones máximas indicados y que se cumpliera la condición de resistencia siguiente (Fig.10 y 11):

$$E < \phi E_n \rightarrow E / E_n < \phi$$

donde: E = esfuerzo solicitante

E_n = resistencia nominal

ϕ = coef. reductor de resistencia

7.5 Solape y anclaje de las barras de fibra de carbono

Para terminar de definir el refuerzo mediante barras de fibra de carbono fue necesario obtener las longitudes de anclaje y de solape de las mismas, lo que se realizó a partir de la metodología indicada en el ACI 440.2R [3].

- Longitud de anclaje:

$$l_{db} = d_b f_{fd} / 4 / \tau_b \approx 485 \text{ mm}$$

donde: l_{db} = longitud de anclaje

d_b = diámetro de la barra

f_{fd} = tensión en la barra

τ_d = adherencia barra-resina

- Longitud de solape:

$$l_d = 1.3 l_{db} = 630 \text{ mm}$$

7.6 Anclaje de las láminas de fibra de carbono

Las láminas de fibra de carbono debían anclarse al ala superior de las vigas metálicas transversales para garantizar la continuidad de las tracciones que solicitaban a la losa según el esquema de la Fig. 12:

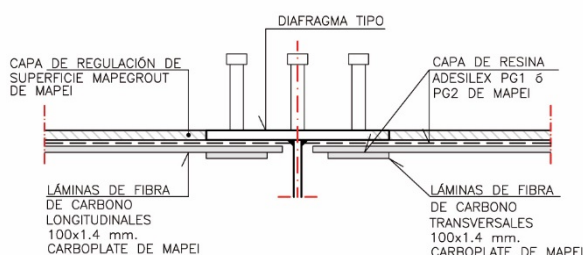


Figura 12. Esquema de anclaje de láminas de refuerzo.

Aunque la tensión de adherencia de la resina era suficiente para garantizar el anclaje de las láminas al perfil metálico, no se debía superar una tensión de 4.6 MPa en la interfase para evitar problemas de despegues por posibles irregularidades, por lo que se procedió a reforzar el anclaje mediante bandas de fibra transversales, para garantizar que el rasante solicitante no superaba dichos 4.6 MPa

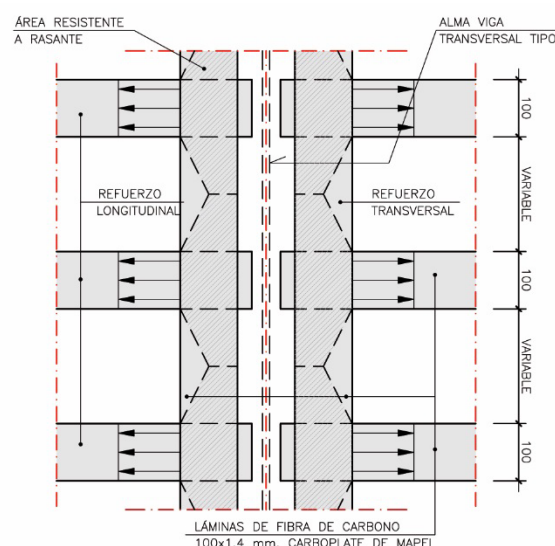


Figura 13. Anclaje de láminas de fibra de carbono.

Referencias

- [1] AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2014.
- [2] ACI 318-11. Building Code Requirements for Structural Concrete, 2011.
- [3] ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, 2008.
- [4] ASTM C39/C39M. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, 2016.
- [5] ASTM C42/C42M. Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, 2016.
- [6] Manual de diseño de puentes. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Dirección de Normatividad Vial. Lima, julio 2013.
- [7] Durabilidad de Estructuras de Hormigón. Guía de Diseño CEB boletín nº12. GEHO-CEB (1993). ISBN 84-7493-183-5.
- [8] J. Calavera. Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado. Intemac 2005. ISBN 84-88764-21-9