

Proyecto de sustitución del Puente de Pattullo: Viaducto de Aproximación Norte

Pattullo Bridge Replacement Project: North Approach Viaduct

Peter Walser^a, Victor Alvado^b,

Arturo Ruiz de Villa Valdés^c y Yolanda Rodríguez Salgado^d

^a Dipl.-Ing. Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG. Director de Proyectos. peter.walser@lap-consult.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG. Ingeniero de Proyectos. victor.alvado@lap-consult.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V INGENIERÍA. Managing Director. arturo.ruizdevilla@ar2v.com

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. AR2V INGENIERÍA. Ingeniera Estructural. yolanda.rodriguez@ar2v.com

RESUMEN

El proyecto de sustitución del Puente de Pattullo en Columbia Británica, Canadá, incluye la construcción de un nuevo puente atirantado de 332 m sobre el río Fraser, conectando Surrey y New Westminster. El Viaducto de Aproximación Norte, de 239.375 m, se extiende desde el estribo N3 hasta el final del voladizo de conexión con el Puente Principal más allá del pilar N1. Este segmento presenta una geometría compleja con un tablero compuesto de acero y hormigón. El documento describe el diseño de la estructura metálica, las conexiones atornilladas y los procedimientos de construcción, además de analizar el pandeo de las chapas de acero durante su construcción.

ABSTRACT

The Pattullo Bridge replacement project in British Columbia, Canada, involves the construction of a new 332 m cable-stayed bridge over the Fraser River, connecting Surrey and New Westminster. The 239.375 m North Approach Viaduct spans from abutment N3 to the end of the cantilever connecting to the Main Bridge beyond pier N1. This segment features a complex design with a composite steel and concrete deck. The paper describes the steel work design, bolted connections and construction procedures, and discusses the buckling of the steel plates during construction.

PALABRAS CLAVE: puente atirantado, multijácena, diagonalización transversal, diafragma de apoyos.

KEYWORDS: cable stayed bridge, multi-girder, transverse bracings, cross box.

1. Localización

El Viaducto de Aproximación Norte (NA) se encuentra dentro del proyecto de sustitución del Puente de Pattullo en la región de Columbia Británica, Canadá. El nuevo puente de Pattullo sustituirá el puente actual, inaugurado en 1937, para mantener el enlace de comunicaciones entre las zonas de New Westminster y Surrey. El nuevo puente reemplazará al actual, que no

cumple con las normas de diseño actuales y por motivos de seguridad al disponer de carriles estrechos. Este nuevo puente ofrecerá mejoras significativas para peatones, ciclistas, vehículos y las comunidades cercanas.

El nuevo puente estará situado justo al norte y aguas arriba del puente existente. Comprende un puente atirantado (desde la pila

S3 hasta un punto situado 47 m al sur de la pila N1), una aproximación norte, NA, (desde ese punto hasta el estribo N3) y una aproximación sur (desde la pila S3 hacia el sur). La longitud

total del puente principal, entre N3 (estribo norte) y S3 es de 770 m, mientras que la del puente de aproximación sur es de 463.7 m.



Figura 1. Nuevo puente de Pattullo.

El puente principal (N3 a S3) se compone de dos vanos de aproximación de 77 y 115 m de longitud y de un puente atirantado asimétrico con un vano principal de 332 m sostenido por un único pilón, y dos vanos posteriores de 162 y 84 m respectivamente: $77 + 115 + 332 + 162 + 84 \text{ m} = 770 \text{ m}$.

En el extremo de Surrey (noroeste), el puente principal conecta con E. Columbia a través de dos rampas. En el extremo de New Westminster, el puente conecta con la autopista 17 en dirección oeste a través de una rampa de salida directa. Otros detalles pueden encontrarse en otras ponencias [6, 7]

2. Trazado

El NA tiene una longitud total de 239.375 m, formada por tres vanos de 77 m (N3-N2) + 115 m (N2-N1) + 47.375 m (Voladizo N1-MB). La

alineación horizontal del NA es curva entre N3 y N1, y recta entre N1 y la conexión con el MB.

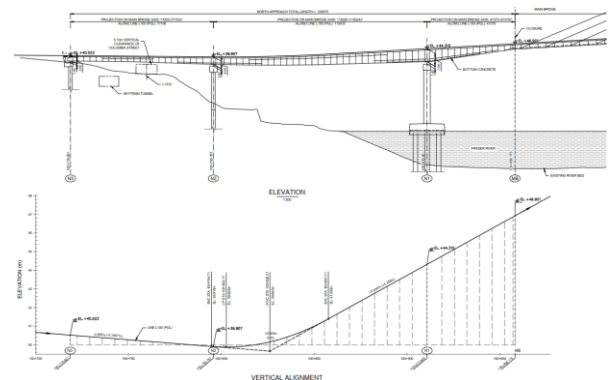


Figura 2. Trazado del NA.

La alineación vertical varía a lo largo del NA, desde el Pk 100+718.800, que corresponde al eje N3, hasta el Pk 100+794.710, y tiene una pendiente constante de -0.8%. Después de este segmento, el gradiente cambia de -0.8% a +5.5% en 63 m mediante una alineación parabólica cóncava, que comienza en el Pk 100+794.71 y tiene un parámetro de $K = 1000 \text{ m}$. Desde el final del segmento parabólico, situado en el Pk

100+857.71, hasta el Pk 100+958.175 la pendiente se mantiene constante en -5.50%.

En planta presenta un desvío del tronco principal hacia una rampa de salida Este que configura una muy compleja geometría.

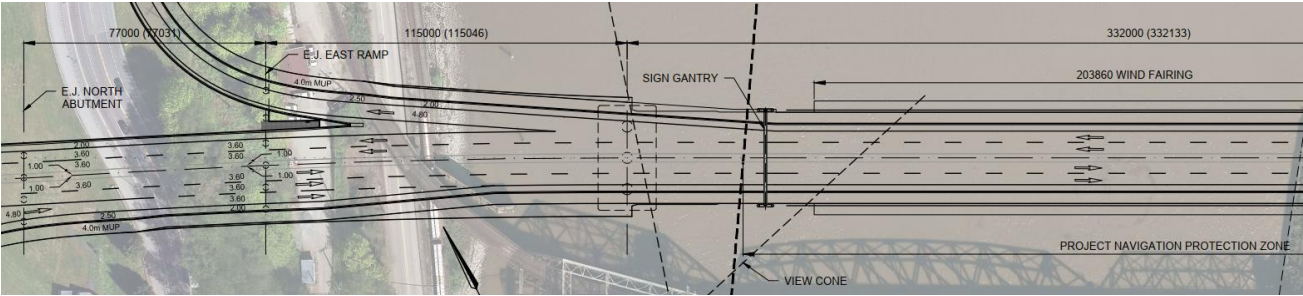


Figura 3. Planta del NA.

2. Características técnicas

Los 239.375 m de tablero presentan una planta esviada entre N3-N1 y recta a partir de N1 en su voladizo hasta la conexión con el MB.

El tablero responde a la tipología multijácena de sección compuesta hormigón-acero con doble acción mixta sobre la pila N1 y simple acción mixta en pila N2. El tablero está formado por cuatro-seis vigas longitudinales, doble T (Girders) y cuatro-siete largueros longitudinales, doble T (Stringers). La sección transversal varía fuertemente de anchura a lo largo del viaducto, con 31.396 m en N3, 50.061 m en N2, 37.821 m en N1, alcanzando un ancho de 29.00 m constante a partir del B32. Esto explica el diferente número de vigas principales por vano: 4 en vano N3-N2, 6 en vano N2-N1 y 5 en Voladizo.

La losa de hormigón se extiende a lo largo del tablero con un espesor 0.35 m entre N3-N2-B23 y B32-FB33 y de 0.40 m entre B24-N1-B31. La transición de espesores se formaliza entre las diagonalizaciones transversales indicadas (B23-B24 y B31-B32). En la conexión del voladizo con el tramo atirantado del puente principal también se introduce una variación de espesor de 0.35 m a 0.27 m entre FB33-FB34.

La losa se hormigona in situ sobre unas prelosas prefabricadas pretensadas de 0.120 m de canto dispuestas transversalmente cada 2.25

m en toda la anchura de la plataforma. Estas prelosas se apoyan sobre unos largueros longitudinales (Stringers) que dividen la luz transversal entre vigas principales facilitando su hormigonado y manipulación.

La calidad del hormigón es de 45 MPa tanto en prelosas como en hormigón in situ. El acero de armar es 420S (acero inoxidable) en la cara superior de la losa y de 400W (acero normal) en la cara inferior con el fin de dotar a la estructura de una mayor durabilidad frente a sales fundentes.

El acero estructural es en general HPS-485 WF/WT para los elementos portantes principales, reduciéndose su límite elástico en los secundarios.

Tabla 1. Calidad Acero Estructural

Elemento	Calidad
Vigas Longitudinales	HPS 485 WF/WT
Largueros Longitudinales	HPS 485 WT
Diagonalización Transversal (B)	345WF TYPE B
Diagonalización Transversal (FB)	HPS 485 WT

La conexión hormigón-acero está garantizada por conectadores soldados a las platabandas superior e inferior de las vigas longitudinales, largueros, vigas transversales y diafragmas de apoyo. Los conectadores empleados son de 200xD22, 260xD22 y 350xD22 dispuestos cada 150 mm compatibles con la armadura transversal procedente de las prelosas.



Figura 4. Vista en planta de los vanos N3-N2 y N2-N1.

Los conectadores se encuentran distribuidos crecientemente con la ley de cortantes.

Entre N1 y MB en el lado Este del tablero se encuentra localizada una plataforma metálica exenta del cuerpo principal que acoge parte de la senda peatonal y vía ciclista que recorre todo el puente. De esta manera se ha podido realizar un tablero de hormigón simétrico desde N1 a la conexión con MB. En el futuro, se prevé una ampliación de la vía de 4 carriles actuales a 6 carriles. Para ello, en el NA se dispondrán dos plataformas metálicas adosadas a ambos lados del tablero de hormigón entre N1 y la conexión con MB que acogerán la vía peatonal y ciclista.

Esta circunstancia ha obligado a realizar un diseño compatible con una configuración en fecha de apertura de 4 carriles y con una configuración tras una ampliación futura de 6 carriles.

2.1 Vigas Longitudinales

El NA consta de cuatro-seis vigas longitudinales doble T de acero equiespaciadas a 6.965 m de sección variable a lo largo de toda la longitud. La altura mínima es de 1.996 m en la conexión con

MB y la altura máxima es de 6.409 m en N1. La orientación de las vigas longitudinales es esviada entre N3 y N1, mientras que es recta entre N1 y la conexión con MB.

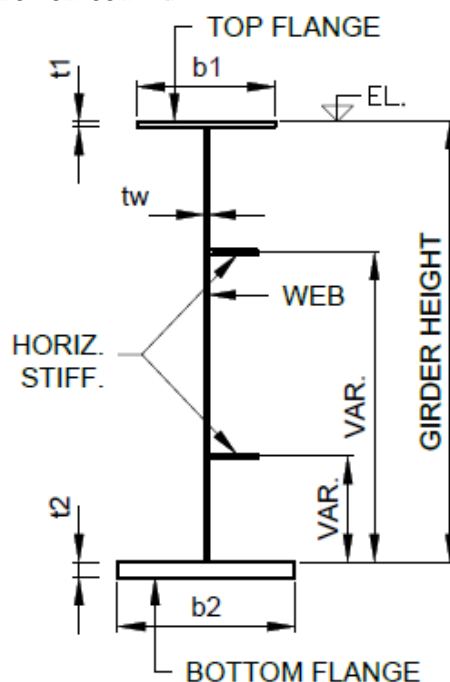


Figura 5. Viga Longitudinal.

Los cantos resultantes del tablero, incluyendo la losa superior, son de 2.90 m en N3, 3.09 m en vano N3-N2 (esbeltez $L/25$), 4.00 m en N2, 5.44 m en vano N2-N1 (esbeltez $L/21$) y 7.00 m en N1.

2.2 Largueros Longitudinales

Los largueros son perfiles doble T de acero que se colocan entre las vigas longitudinales. Tienen una altura constante de 320 mm y una anchura constante del ala superior de 500 mm, disponiendo del espacio suficiente para apoyar las prelasas. Sin embargo, la anchura del ala inferior y el espesor de las alas y almas varían en función del vano, siendo mayor en el vano N2-N1. Su función principal es soportar la losa de hormigón, reduciendo la separación entre apoyos de las prelasas de 6.965 m (distancia entre vigas longitudinales) a 3.4825 m (distancia entre viga y largueros longitudinales).

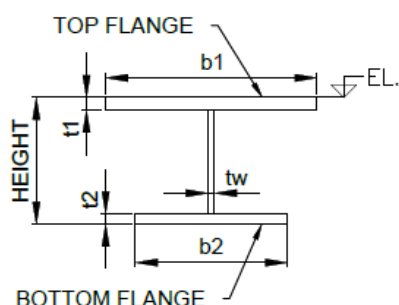


Figura 6. Larguero Longitudinal.

2.3 Rigidización y Diagonalización Transversal

2.3.1. Rigidización Vertical y Longitudinal

Las vigas doble T se encuentran rigidizadas de forma convencional por rigidizadores verticales a ambos lados cada 6.75 m coincidentes con la diagonalización transversal que conectan las vigas. Debido a la esbeltez de las almas se ha dispuesto una rigidización secundaria cada 3.375 m a un único lado desde N3 a B18 y B29 a MB, y a ambos lados desde B19 a B29 debido a su mayor esbeltez, cumpliendo así los requisitos establecidos tanto por la normativa canadiense

como la europea. Las almas de las vigas disponen también de rigidización longitudinal en la zona de centro de vano y zona de pilas. Su ubicación sigue la ley de flectores de la estructura optimizando el diseño de la misma.

2.3.2. Diagonalización Transversal

Las vigas longitudinales y los largueros están conectados por una diagonalización transversal (Bracings), que consiste en diafragmas en forma de K cada 6.75 m, la cual evita y controla el pandeo lateral, y la deformación de las vigas doble T de la sección.

Los Bracings o arriostramientos, que están formados por perfiles abiertos, constan de un cordón superior (perfil en T), diagonales (2 perfiles en L) y un cordón inferior (perfil en W). La orientación de los arriostramientos es paralela al eje de las pilas (N1, N2 y N3), es decir, no son perpendiculares a LGN ni a STR. Su altura va aumentando de N3 a N1 y disminuye de N1 a la conexión con MB.



Figura 7. Diagonalización Transversal (Bracing).

Los dos últimos arriostramientos del NA antes de la conexión con MB (FloorBeams) consisten en vigas doble T, siguiendo la morfología del MB. Estos elementos se atornillan a las vigas longitudinales.

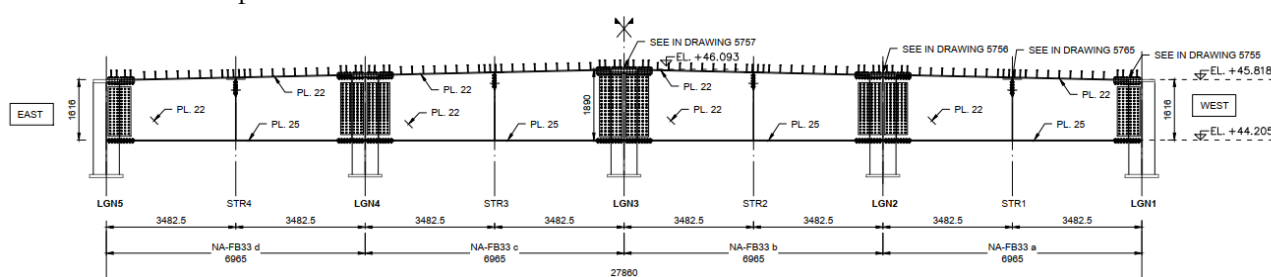


Figura 8. FloorBeams.

2.4 Diafragmas de Apoyos

Los diafragmas de pila están dispuestos en las zonas de apoyo para recibir las vigas y los largueros longitudinales. Cada diafragma tiene una morfología diferente dependiendo de su ubicación, los diafragmas de N3 y N2 Este, tienen una configuración de dos cajas adyacentes de diferentes alturas, debido a la ubicación de las juntas de dilatación. Por otro lado, N2 Oeste y N1 son una única caja con 2.500 m de anchura y altura variable. Los diafragmas disponen de la rigidización necesaria a lo largo de la misma para evitar distorsiones. De la misma forma se ha dispuesto una rigidización particular en la zona de apoyos y en los puntos de ganeo, teniendo en cuenta la gran magnitud de los desplazamientos que sufre dicha estructura, así como el futuro recentrado de los aparatos de apoyo tras un evento sísmico.



Figura 9. Diafragma de Apoyo de N2.

2.5 Cuantías

El NA presenta las siguientes cuantías de acero estructural y de acero de armar.

Tabla 2. Cuantías

Elemento	Cuantías
Acero Estructural	3850 t
	450 kg/m ²
Acero de Armar	1243 t
	350 kg/m ³

3. Proceso constructivo

El proceso constructivo seguido consiste en la tramificación de las vigas metálicas en segmentos que se izan mediante grúas y se apoyan en torretas en las que se realiza la correspondiente conexión atornillada de las vigas. Para el montaje de la estructura metálica se emplean 3 torretas, todas ellas localizadas en el vano 2 (N2-N1).

Para la conexión de segmentos de vigas que se encuentran en voladizo se emplea un dispositivo denominado “Strongback”, que permite la sujeción de dos segmentos adyacentes con bloqueo a al giro y desplazamiento para posteriormente realizar la conexión atornillada tanto de las alas como del alma de manera rápida y eficiente.



Figura 10. Strongback.

Una vez colocados los correspondientes segmentos de dos vigas longitudinales contiguas, se procede a la instalación de la diagonalización transversal y de los largueros longitudinales, estabilizando de esta manera la estructura metálica frente a efectos laterales como el viento.

Al finalizar el montaje de la estructura metálica se colocan las prelosas que conforman la losa inferior y se procede al correspondiente hormigonado del interior del diafragma de apoyo de N1 y las platabandas inferiores de las vigas doble T. De esta forma se tiene una losa competente para soportar el momento negativo procedente del voladizo durante el hormigonado de la losa superior.

Posteriormente se van colocando las prelosas de la losa superior y se hormigonan las alas superiores (“stitches”) para conseguir una

rigidización transversal previa al hormigonado de la losa del tablero, controlando de esta manera el pandeo lateral que se pudiera producir en las alas comprimidas en las zonas de positivos (centros de vano).

El vertido del hormigón fresco se realiza por fases longitudinales. En primer lugar, se hormigona el voladizo, posteriormente la zona central del vano N2-N1, y después el vano N3-N2, para finalmente hormigonar la zona de pilas N2 y N1. De esta forma se evitan fisuras durante la construcción en zona de pilas.



Figura 11. Stitches de las Prelomas.

3.1 Prelomas como Rigidización Transversal

La estructura metálica debe ser coaccionada lateralmente durante el hormigonado de la losa superior para controlar los movimientos laterales debidos al pandeo lateral que experimentan las alas superiores comprimidas y los movimientos laterales debidos a las acciones del viento. Para dicha coacción lateral se emplean las propias prelasas del tablero.

La estructura de acero tiene capacidad suficiente para soportar el peso de los prelasas sin más coacciones que la diagonalización transversal existente, es decir, sin un arriostramiento horizontal provisional. Sin embargo, la eliminación de este arriostramiento horizontal temporal provoca desplazamientos

laterales de la estructura de acero que no son compatibles con una instalación segura de las prelasas, ya que es previsible que se produzcan grandes movimientos. Por lo tanto, antes de conectar las prelasas a la estructura de acero, debe garantizarse su sujeción lateral mediante las torres de soporte provisionales (TS), sin necesidad de ninguna coacción vertical.

Una vez que se produce esta conexión, el sistema es estable bajo plena carga del hormigón in situ, sin arriostramiento horizontal temporal, actuando las prelasas como coacción lateral contra desplazamientos e inestabilidades laterales (pandeo lateral). Cuando el hormigón fresco de la losa superior está actuando sobre las vigas y largueros longitudinales, las inestabilidades y desplazamientos laterales son controlados por las prelasas. No se espera que se introduzcan tensiones adicionales significativas en la estructura de acero, dado que las prelasas se conectan a la misma antes de verter el hormigón in situ. Además, se prevé un cierto alivio local de las tensiones en la estructura de acero.

Las tensiones de congelación se introducirán longitudinalmente en las prelasas debido al peso propio del hormigón fresco de la losa superior. Este efecto se ha evaluado junto con la carga del viento y la inestabilidad lateral (fuerzas de desviación). Como resultado de este análisis, es necesario un refuerzo adicional para controlar la apertura de las fisuras y la resistencia de las prelasas. Bajo cargas permanentes la apertura de fisura está controlada (la demanda es menor que bajo carga de viento y fuerzas de desviación).

La coacción lateral se consigue con dos bandas de prelasas conectadas entre N3-N2 y tres bandas de prelasas conectadas entre N2-N1. Los stitches que conectan dichas prelasas deben ser hormigonados y endurecidos antes de proceder al hormigonado de la losa in situ.

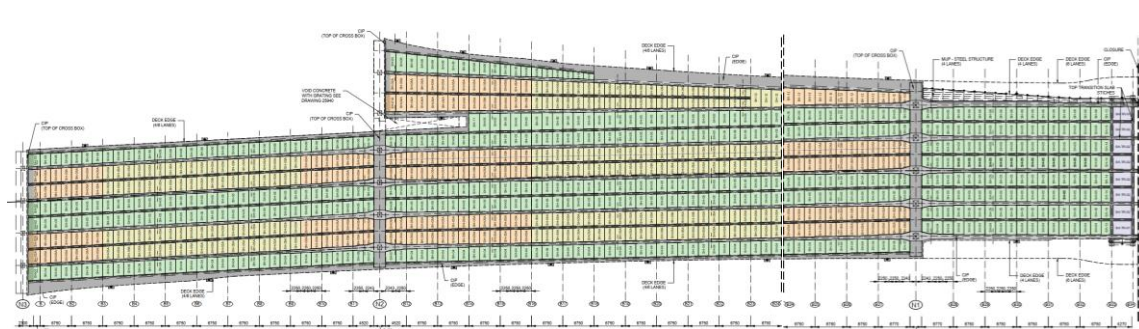


Figura 12. Planta bandas de Precasos.

4. Contraflechas

La estructura presenta una geometría fuertemente asimétrica tanto longitudinal como transversalmente. Esto introduce una excepcional complejidad en el tratamiento de las necesarias contraflechas en este tipo de estructuras. En la conexión del voladizo con el puente principal, los desplazamientos esperados en el extremo del mismo son sensiblemente diferentes en los dos lados del tablero debido a la distinta rigidez de las cinco vigas longitudinales LGN1 a LGN5. La compensación de flechas se ha particularizado para cada elemento estructural (viga principal, larguero y arriostramientos) con el fin de conseguir un adecuado encaje del voladizo del viaducto Norte con el extremo del voladizo del Puente Principal, que con sus 332 m de luz asimétricos presenta un avance en voladizo equivalente a un puente atirantado simétrico de más de 600 m de luz.

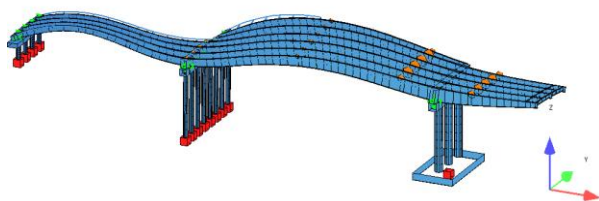


Figura 13. Contraflecha.

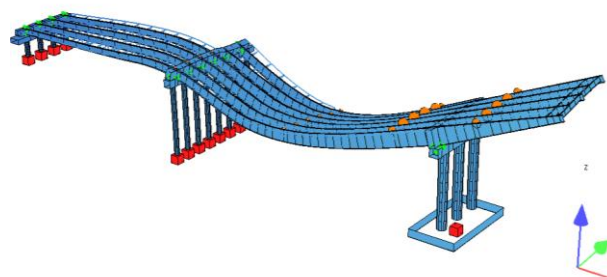


Figura 14. Deformaciones.

5. Fatiga

La práctica canadiense en la construcción de puentes impone unos estrictos condicionantes en el diseño de estas estructuras encaminados a reducir el riesgo de roturas por fatiga. Las conexiones en obra son todas atornilladas y prácticamente se elimina cualquier soldadura in situ (reducida en este caso a la fijación de los aparatos de apoyo).



Figura 15. Conexión Atornillada Viga Longitudinal.

Todos los detalles de fatiga son de categoría D o superior y se han redondeado las esquinas y transiciones de rigidizadores. A diferencia de la práctica europea con soldadura en vuelta, la soldadura de los rigidizadores verticales con las alas se hace mediante dos cordones en ángulo paralelos y retranqueados respecto la esquina de la chapa. Este detalle mejorado a la fatiga se puede realizar gracias al empleo de acero resistente a la corrosión atmosférica o autopatinable (corten) en los que no es necesario sellar la junta entre chapas como en los aceros pintados.



Figura 16. Detalles soldadura de Rigidizadores.

4. Conclusiones

El puente reúne un gran abanico de conceptos estructurales que son reflejo de la complejidad geométrica y constructiva de una estructura que

forma parte de un proyecto de 1.200 M\$. En este artículo se esbozan los aspectos más destacados de su diseño.

Agradecimientos

El equipo de diseño quiere agradecer la inspiración y conocimiento del Engineer of the Record de este proyecto, ppa Dipl.-Ing. Peter Walser P.Eng. (OT, BC, QC).

Referencias

- [1] BC MoTI supplement to CHBDC S6-14-Oct2016.
- [2] CAN-CSA-S6-14, 2016 Reprint and Commentary to CAN-CSA-S6-14.
- [3] CAN-CSA-A.23.4-09: Precast concrete – Materials and construction.
- [4] UNE-EN 1991-1-4. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras
- [5] UNE-EN 1993. Eurocódigo 3: Estructuras Metálicas
- [6] Walser, P., Rodríguez Molina, R., Alvado Benítez, V., (2025) Proyecto y construcción del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser *IX Congreso ACHE Granada* 2025.
- [7] Walser, P., Novák, P., Alvado Benítez, V., (2025) Aspectos particulares del proyecto del nuevo puente atirantado de Pattullo sobre el río Fraser *IX Congreso ACHE Granada* 2025.