

Proyecto del nuevo puente atirantado sobre el río Tahuando en Ibarra (Ecuador)

Project of the new cable-stay bridge over Tahuando river in Ibarra (Ecuador)

Alejandro Ramos Casquero^a, Adrián Salas Calvo^b, Guillermo Palacios García^c, José María Lorenzo Romero^d, José Luis Sánchez Jiménez^e y Fernando Cea Soriano^f

^a Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de estructuras TYPsa. Jefe de equipo. aramos@typsa.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de estructuras TYPsa. Ingeniero de proyecto. asalas@typsa.es

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de estructuras TYPsa. Ingeniero de proyecto. gpalacios@typsa.es

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de estructuras TYPsa. Director Adjunto. jmlorenzo@typsa.es

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de estructuras TYPsa. Director de departamento. jlsanchez@typsa.es

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de estructuras TYPsa. Jefe de Sección. fcea@typsa.es

RESUMEN

Se presenta el proyecto de un nuevo puente atirantado en la ciudad de Ibarra (Ecuador). El puente se dispone sobre una garganta profunda (180 m de profundidad) que impone un vano central de 290 m con unos vanos laterales cortos (70 m), lo que lleva a tener que emplear algunas consideraciones de diseño menos habituales en este tipo de puentes y que se repasan en la comunicación. El emplazamiento del puente es la zona interandina de Ecuador que, como es sabido, es de alta sismicidad (PGA de 0.510·g para T=1034 años), y conlleva un diseño sísmico que puede ser destacado. Además, se destacan otros aspectos singulares del diseño de esta obra.

ABSTRACT

The design of a new cable-stayed bridge in the city of Ibarra (Ecuador) is presented. The bridge is arranged over a deep gorge (180 m deep) that imposes a central span of 290 m with short lateral spans (70 m). This leads to the use of some less common design considerations for this type of bridge, which are reviewed in the paper. The location of the bridge, the inter-Andean zone of Ecuador, is a well-known high risk seismicity area (PGA of 0.510·g for T=1034years), and entails a seismic design that can be highlighted. In addition, other special aspects of the design of this bridge are discussed.

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, estribo de retenida, pilono singular, alta sismicidad.

KEYWORDS: cable-stayed bridge, anchorage abutment, singular pylon; high seismicity.

1. Introducción

La ciudad de Ibarra se sitúa al norte de Ecuador, en la región interandina. Está ubicada entre montañas de origen volcánico y por ella atraviesa la quebrada del río Tahuando, que es una brecha que divide marcadamente el municipio en dos. Además, la carretera panamericana, vía de alta

capacidad que es el principal enlace entre Ecuador y Colombia, atraviesa el centro histórico de la ciudad pasando el citado río por un puente existente de tan solo dos carriles (véase la figura 1). El cruce de la población, con multitud de intersecciones, incorpora el tráfico

urbano al de largo recorrido; el estrechamiento impuesto en el cruce del puente existente hace que el nivel de servicio no sea el adecuado tanto en la ciudad como en este tramo de la carretera panamericana, con atascos frecuentes. Esta situación ha llevado a plantear diferentes soluciones al problema.



Figura 1. Puente existente de los Molinos sobre el río Tahuando. Fuente: TYPESA.

Existe un proyecto de circunvalación al municipio, que se encuentra en parte ya ejecutada en el tramo norte, salvo el cruce sobre el río Tahuando, en donde es necesario un nuevo puente de dimensiones importantes cuyo diseño se expone en la presente comunicación.

La figura 2 muestra la ciudad con la carretera panamericana que la atraviesa (verde) y el río Tahuando (azul). Además, se incluye el tramo del anillo vial ya ejecutado (granate), el nuevo diseño del anillo sur y norte (rojo); y el puente sobre el barranco del Tahuando (rosa).

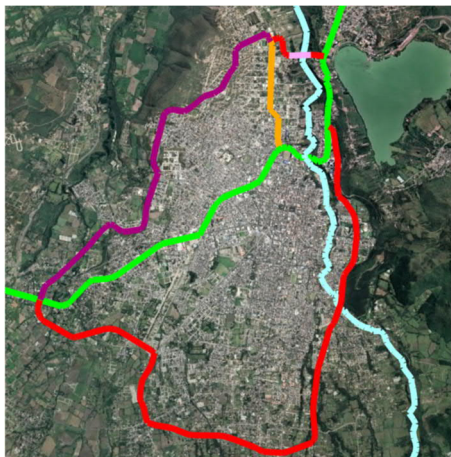


Figura 2. Imagen satelital de la ciudad de Ibarra. Fuente: TYPESA.

Para el cierre del tramo norte se ha diseñado un tramo de carretera de alta capacidad que parte de una rotonda y discurre por un

trazado de 1190 m, de los que 430 m son el puente principal. Se muestra en la figura 3.



Figura 3. Imagen en planta con la situación definitiva con el nuevo puente ejecutado. Fuente: TYPESA.

Para el cruce sobre el barranco se han estudiado diversas alternativas de trazado e incluso la posibilidad de no ejecutar más que una rehabilitación o ampliación del puente existente. En la alternativa finalmente seleccionada, el cruce sobre el río se produce en un barranco con un ancho mínimo de unos 270 m y 180 m de profundidad entre el río y la nueva rasante. Además, al realizarse el cruce en una zona periurbana, no conviene elevar mucho el trazado para no crear una fuerte interferencia paisajística. En el lado oeste, el alzado está constreñido por la presencia de una línea eléctrica. Por otro lado, hay una cierta limitación del canto del tablero ya que soluciones con cantos generosos bajo la rasante podrían dar lugar a soluciones con grandes vaciados en las laderas. Estas laderas son muy verticales (figura 4) y tanto en ellas como el fondo del barranco existe vegetación abundante (figura 5); sin ser un área protegida, tienen una especial valoración dada la cercanía al entorno de la Laguna Yahuarcocha protegido por la UNESCO.

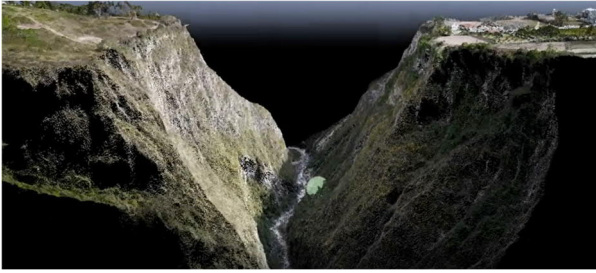


Figura 4. Imagen de la nube de puntos del barranco tomada durante el desarrollo del proyecto. Fuente: TYPESA.



Figura 5. Fotografías del estado natural de las laderas mostrando la vegetación existente. Fuente: TYPESA.



Figura 6. Infografía inicial del puente diseñado para cruzar el barranco. Fuente: TYPESA.

Con la posición definida para el cruce, se analizaron diferentes alternativas estructurales siendo descartadas las que requerían apoyos temporales o definitivos sobre el fondo o en las laderas del barranco. Era necesaria una solución estructural construida desde la plataforma superior.

Mediante un proceso de selección en base a una matriz de comparación multicriterio, considerando los aspectos ambientales, sociales, constructivos y económicos, la alternativa que ha sido finalmente seleccionada es la del puente atirantado (figuras 6 y 7).



Figura 7. Fotomontaje final del puente diseñado con la laguna Yahuarcocha al fondo. Fuente: TYPESA.

2. Descripción de la solución diseñada

2.1 Configuración longitudinal

La luz del vano central en el cruce con el río impone un vano estricto de 290 m que permite cruzar el barranco con un cierto margen de resguardo horizontal para las cimentaciones de los pilonos. La configuración del trazado, con una curva de radio 90 m antes del puente y un fuerte desmonte después del cruce del río, no permiten alejar suficientemente los estribos. Las luces de los vanos de retenida no pueden ser mayores de 70 m, y esto apenas representa un 24% de la luz principal. Así, la disposición de vanos resultante es 70 m + 290 m + 70 m (figura 8).

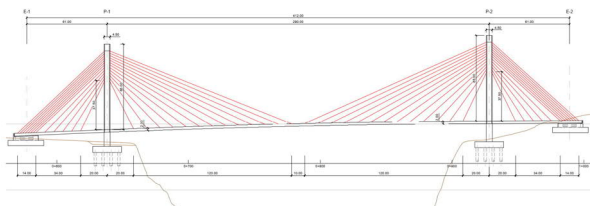


Figura 8. Alzado del puente diseñado. Fuente: TYPESA.

Se trata de una configuración habitual de un puente atirantado de tres vanos, pero en el que los vanos laterales son algo más reducidos de lo habitual, un 24% de la luz central frente a un 50% que sería el óptimo para poder equilibrar el vano central. No es una disposición canónica y esto, a pesar de las medidas mitigadoras durante el diseño, dará lugar a una reacción de levantamiento en los apoyos de los estribos, que actuarán como muertos de anclaje para estabilizar el sistema (figura 9).

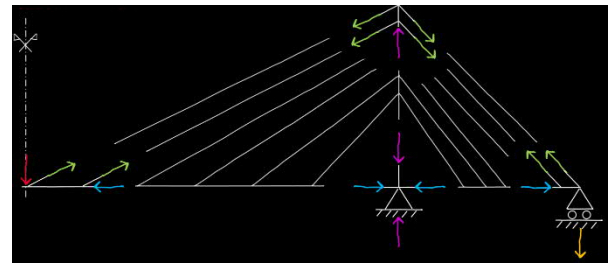


Figura 9. Esquema estructural de medio puente trabajando como balancín equilibrado con la ayuda del peso muerto del estribo. Fuente: TYPESA.

2.2 Tablero

El puente se sitúa en una alineación recta en planta, y tiene una ligera pendiente ascendente hacia el estribo 2 (lado este), en una zona de acuerdo vertical en alzado. Cuenta con un tablero de hormigón que está formado por dos secciones diferentes, ya sea el vano central o los vanos laterales. El ancho es constante de 26.30 m (figura 10 y 11) y en él se aloja una berma central, sendas calzadas de dos carriles, aceras de uso mixto para peatones y ciclistas y franjas laterales para el mantenimiento y anclaje de los tirantes.

En el vano central (figura 10) el tablero está formado por dos vigas cajón longitudinales laterales unidas por riostras transversales cada 5.00 m y una losa superior de compresión en todo el ancho.

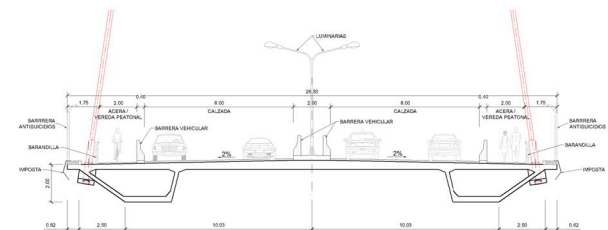


Figura 10. Sección transversal tipo del vano central. Fuente: TYPESA.

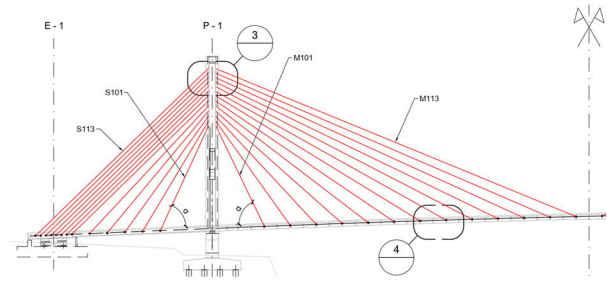
En los vanos laterales (figura 11), el tablero está formado por una losa de hormigón parcialmente aligerada, de forma que, al incrementarse el peso unitario de esta parte del tablero respecto al tramo central, se minimiza la necesidad de contrapeso que aporta el estribo. Los vanos laterales se construyen cimbrados

Technical drawing of a bridge cross-section showing a multi-lane highway. The drawing includes dimensions and labels for various components:

- Dimensions (m):**
 - Left side: 1.75, 2.05, 0.40, 8.00, 2.00, 8.00, 0.40, 2.00, 1.75
 - Right side: 1.75, 2.00, 0.40, 8.00, 2.00, 8.00, 0.40, 2.00, 1.75
 - Bottom: 0.62, 2.00, 20.00, 2.00, 0.62
- Labels:**
 - Barreiras Anticollisões (Anti-collision barriers)
 - ACESSO À VEREDA FATORADA (Access to the paved shoulder)
 - VEREDA (Shoulder)
 - Calçada (Sidewalk)
 - Barreira Veicular (Vehicle barrier)
 - Barreira Anticollisão (Anti-collision barrier)
 - Barraçola (Guardrail)
 - Iluminação (Lighting)
 - RFPOSTA (Road post)
- Other features:**
 - Two cars are shown on the road to indicate scale.
 - The bridge structure is shown with multiple circular supports.
 - A 2% slope is indicated on the road surface.

El tablero tiene pretensado tanto longitudinal como transversal en las riostras, que en ambos casos se soluciona con cables de postesado. Se añade otro pretensado local mediante barras en la zona de estribos, para transmitir su carga a los apoyos invertidos.

El atirantamiento es simétrico dada la configuración del puente. Se organiza en dos planos inclinados que se anclan en los laterales del tablero, como ya se ha visto (figuras 10 y 11, y también 13). Longitudinalmente, el sistema de tirantes se dispone mediante 13 pares de tirantes que se distribuyen en cada mitad del vano central con una separación de 10 m; y de otros tantos 13 pares de tirantes que se anclan en los vanos laterales con una separación de 6.4 m. Hay 8 pares de tirantes en cada vano lateral que se anclan directamente sobre los estribos con una separación longitudinal de 2.0 m. Se muestra la disposición en la figura 12. Esta concentración de tirantes en el estribo es una manera efectiva de limitar la deformación de la cabeza los pilonos, minimizando sus desplazamientos horizontales.



Se trata de una disposición de tirantes en semi-abanico, dejando una ventana inicial desde el pilono hasta el primer tirante de 20.0 m tanto en los vanos laterales como en el vano central.

La protección de los tirantes, como es exigido por la normativa actual, está compuesta por una triple barrera (galvanizado, cera y vaina interior) y una vaina exterior. Con ello se garantiza que la durabilidad es máxima.

El tablero queda sustentado verticalmente gracias a los tirantes y a los apoyos dispuestos tanto en los pilonos, en donde la reacción es vertical descendente, como en los estribos que son contrapesos y en los que la reacción es vertical ascendente (ver figura 9).

Los pilonos (figura 13) tienen una configuración en diamante, con dos fustes verticales superiores que forman un “diapasón” y sirven respectivamente para anclar cada uno de los dos planos de tirantes laterales del tablero. En la parte superior se ha dispuesto una riostra que

minimiza la flexión transversal y el pandeo de los fustes, y que además mejora el comportamiento sísmico de estos pilonos. Además, en la parte inferior, bajo el tablero, se ha dispuesto un tabique macizo que ayuda en el comportamiento sísmico transversal a la vez que evita las flexiones en el dintel sobre el que se apoya el tablero.

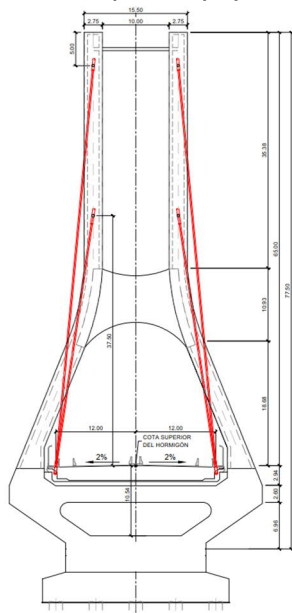


Figura 13. Alzado del pilono. Fuente: TYPASA.

La forma de diamante permite el paso del tablero por el interior de la pila. Así, esta sirve para limitar el desplazamiento del tablero en caso de sismo. El doble fuste superior simplifica los anclajes y las labores de atirantamiento, ya que en cada fuste existe una única familia de tirantes. La riostra inferior (sección maciza bajo el tablero) y la permiten el desvío de las fuerzas transversales dado el cambio de inclinación de los fustes. Además, gracias a la forma de diamante se logra una única cimentación más sencilla materializada mediante un único encepado de canto variable que se sustenta en 20 pilotes de 2.00 m de diámetro y 45 m o 50 m de profundidad según las necesidades geotécnicas de cada uno de los dos pilonos.

Los fustes laterales son macizos en la parte inferior bajo el tablero (figura 14 derecha) y huecos en la parte superior (figura 14 izquierda). Longitudinalmente tienen un canto constante de 4.90 m; transversalmente son de 2.75 m en la parte hueca y 3.00 m la maciza. Los espesores de

los tabiques de dichos fustes huecos son constantes con un mínimo de 0.45 m las caras laterales y de 0.70 m en las frontales. En ambos laterales se ha dispuesto un rehundido para dotar de aligeramiento visual al fuste.

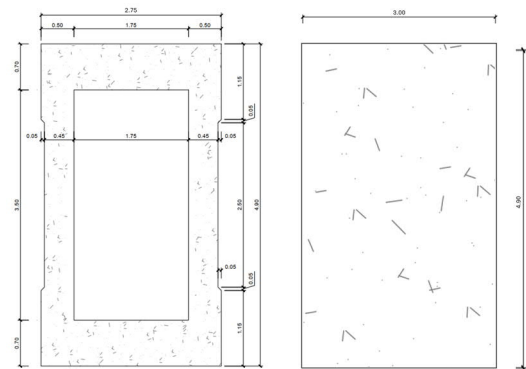


Figura 14. Secciones del pilono. Fuente: TYPASA.

Tanto la riostra inferior (bajo el tablero) como la superior están pretensadas transversalmente con un pretensado recto, mediante cables en el caso de la riostra inferior y con barras en el caso de la superior, dada su corta longitud.

En la zona de anclaje de los tirantes al pilono se dispone un cajón metálico interior (figura 15), que es una solución típica para este detalle, y que rigidiza dicha sección. Transmite las cargas del atirantamiento transversalmente mediante vigas metálicas a las almas laterales, que equilibran las tensiones en cada plano. Se evitan así flexiones indeseadas y concentración de tensiones en los tabiques de los fustes. El cajón está unido mediante pernos a la sección exterior de hormigón.

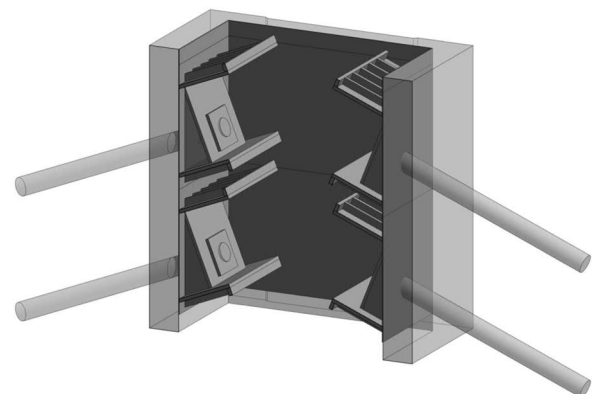


Figura 15. Esquema 3D de la pieza metálica interior de cada fuste para alojar los anclajes de los tirantes. Fuente: TYPASA.

2.4 Estribos

Como se ha comentado, dada la reducida longitud de los vanos laterales, y a pesar de macizar la sección de dichos vanos, las cargas no están equilibradas en los apoyos extremos y es necesario materializar unos estribos que actúen como contrapesos o macizo de retenida.

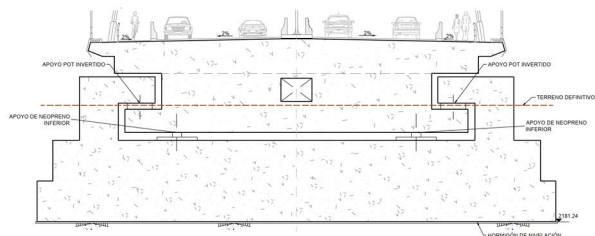


Figura 16. Sección transversal de un estribo. Fuente: TYPESA.

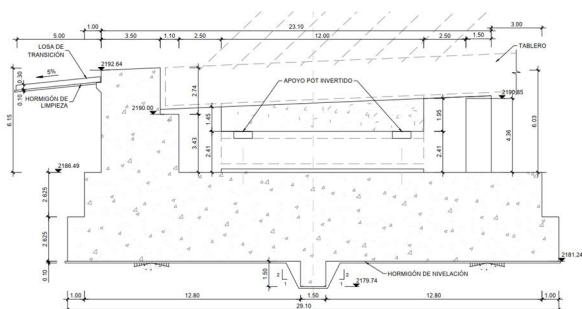


Figura 17. Sección longitudinal de un estribo. Fuente: TYPESA.

Sobre los estribos, el tablero tiene una sección maciza de mayor canto que en el resto del tablero. Mediante un pretensado local formado por barras, se logra transmitir las cargas a sendas ménsulas cortas dispuestas en la parte inferior del tablero y que transmiten las cargas verticales ascendentes al estribo. Éste, a su vez, recoge dichas cargas mediante sendas ménsulas cortas y gracias a otro pretensado local de barras, las transmite al encepado que tiene el peso necesario para materializar el equilibrio de cargas mediante su peso propio (figura 16).

La cimentación de los estribos es directa. Se incluye un rastrillo inferior para asegurar la estabilidad longitudinal para los eventos sísmicos extremos (figura 17).

En el interior del estribo se han dispuesto las galerías necesarias para permitir la posibilidad de inspección y el correcto mantenimiento de los

aparatos de apoyo, incluso la eventualidad de su sustitución.

2.4 Juntas y apoyos

Verticalmente, el tablero se apoya en los pilonos y en los estribos (figura 18). En los pilonos se disponen aparatos de apoyo de neopreno con núcleo de plomo (LRB por sus siglas en inglés) que permiten disipar energía en caso de un evento sísmico extremo. En los estribos se disponen diferentes aparatos de apoyo para transmitir cargas verticales ascendentes como descendentes. Se diseñan apoyos tipo POT para cargas ascendentes que son mayores, y neoprenos convencionales para las cargas descendentes que aparecen bajo ciertas hipótesis de cálculo.



Figura 18. Planta del tablero con la disposición de aparatos de apoyo previstos. Fuente: TYPESA.

El tablero tiene dos topes longitudinales bidireccionales (figura 19) en cada pilono, y dos en cada estribo en dirección hacia el lado del relleno. Estos topes, diseñados para la situación sísmica accidental extrema, se materializan mediante aparatos de apoyo de neopreno convencional de forma que se garantice que no se producen concentraciones de tensiones y roturas indeseadas durante el evento sísmico.

Transversalmente el tablero tiene topes en los pilonos, uno en cada dirección, y dos más en cada dirección en los estribos. De manera similar a los anteriores estos apoyos se materializan mediante apoyos de neopreno convencional.

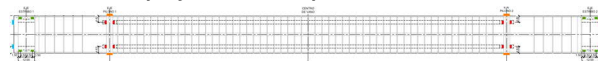


Figura 19. Planta del tablero con la disposición de topes dispuestos. Fuente: TYPESA.

En todos los topes se han dispuesto las holguras necesarias conforme al cálculo sísmico.

En ambos estribos se han diseñado juntas de dilatación de elastómero y acero para altos movimientos transversales y longitudinales.

Con este planteamiento de apoyos y holguras se puede entender que la estrategia de diseño frente al sismo (que se detallará más adelante) es de tablero aislado para eventos sísmicos ocasionales. Frente al sismo de diseño se produce tope en las pilas y los esfuerzos sísmicos se resisten en régimen elástico. Para el sismo extremo entra en juego la capacidad de resistencia del empuje pasivo longitudinal de los rellenos en el trasdós de los estribos y se permite una ductilidad limitada en dirección longitudinal en la base de las pilas.

3. Proceso constructivo

Como se ha descrito inicialmente, se ha planteado un proceso constructivo en el que todos los trabajos se realicen desde la plataforma superior sin necesidad de actuar ni en las laderas ni en el fondo del barranco. Por tanto, para la construcción del tablero en el vano central se ha desarrollado un procedimiento con avance en voladizos sucesivos.

En las siguientes imágenes (figuras 20 y 21) se recogen esquemáticamente y con una infografía extraída del vídeo realizado el hito significativo de la construcción en el máximo avance de ambos lados del tablero, poco antes de su cierre.

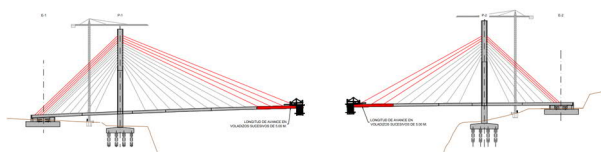


Figura 20. Alzado con el avance máximo en ambos lados del tablero. Fuente: TYPESA.



Figura 21. Infografía tomada del video citado en el mismo momento que la figura anterior. Fuente: TYPESA.

4. Aspectos singulares del cálculo

La normativa que se ha aplicado, además de la propia de Ecuador, es la AASTHO 2020.

Se indican de manera sucinta en este apartado algunas singularidades del cálculo de una estructura como la que se presenta y cómo se han resuelto durante el proyecto.

4.1 No linealidades

Como es normal en un puente como el que se presenta, es necesario considerar las no linealidades de los diferentes elementos y esto se ha abordado como se explica a continuación:

4.1.1. Cables

Para considerar la no linealidad de los cables se ha considerado el módulo de elasticidad equivalente conforme a la AASHTO y que se indica en la ecuación (1).

$$E_{MOD} = \frac{E}{1 + \frac{E \cdot A \cdot W^2 \cdot (\cos \alpha)^3}{12 \cdot H^3}} \quad (1)$$

4.1.2. Pilonos

Para considerar el pandeo longitudinal de los pilonos se realizó un modelo del pilono con el que obtener la carga crítica de pandeo. Transversalmente se aplicó la formulación simplificada de la normativa. Así los efectos de segundo orden se consideraron en base a mayorar los momentos de primer orden obtenidos con el modelo lineal.

4.1.3. Tablero

El posible pandeo longitudinal del tablero también se ha considerado, obteniendo un factor de mayoración de los momentos que se aplica como coeficiente de mayoración adicional a los momentos de primer orden obtenidos con el modelo de cálculo elástico lineal.

4.2 Cálculos aeroelásticos

Por la luz de un puente como éste deben considerarse los efectos aeroelásticos tanto en el

tablero como en los pilonos. Dadas la tipología y secciones transversales empleadas (que ya han sido testadas en otros proyectos similares) se ha desarrollado un estudio de túnel de viento computacional mediante CFD (figura 22) que ha servido para: 1) Concretar que los coeficientes de arrastre reales no son peores a los asumidos según normativa. 2) Confirmar que no se producen fenómenos aeroelásticos de entidad.

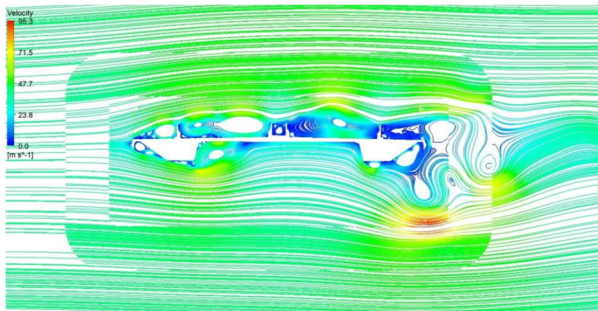


Figura 22. Túnel de viento computacional (CFD) desarrollado para el diseño del tablero. Fuente: TYPESA.

4.3 Diseño sísmico

Se ha comentado anteriormente la gran demanda sísmica de la zona en la que sitúa el puente. Considerando el estudio específico de riesgo sísmico desarrollado durante el proyecto, el sismo de diseño (1034 años de periodo de retorno) tiene una aceleración PGA de $0.510 \cdot g$ (figura 23); mientras que para el sismo de no colapso o extremo (2475 años de periodo de retorno) la aceleración PGA es de $0.668 \cdot g$, considerando ya en ambos casos el efecto del suelo existente en el emplazamiento.



Figura 23. Espectro sísmico de diseño T=1034años. Fuente: TYPESA.

La estrategia sísmica (figura 24) empleada ha sido la de considerar el puente aislado y amortiguado para los sismos frecuentes ($T=225$ años) y de diseño ($T=1034$ años), aunque para éste se considera el tope contra los pilonos, comprobando que el comportamiento de todos los elementos estructurales es elástico. Para el sismo extremo ($T=2475$ años) se considera el tope longitudinal contra el estribo y parte del empuje pasivo del relleno de su trasdós como acción resistente, comprobándose que los pilonos tienen un comportamiento con ductilidad limitada frente a su capacidad.

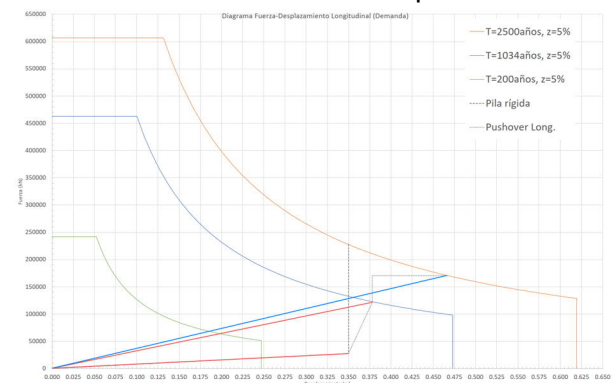


Figura 24. Diagrama fuerza-desplazamiento longitudinal. Fuente: TYPESA.

Para comprobar el comportamiento final del diseño se ha procedido a realizar un análisis en el tiempo con acelerogramas sintéticos obtenidos a partir del espectro de diseño, validándose la solución diseñada.

4.4 Cimentaciones

Se han desarrollado modelos avanzados para el cálculo de los pilotes de los pilonos, considerando no solo la capacidad de los pilotes sino también estabilidad global de las laderas, que para la acción sísmica es determinante (figura 25). Así la longitud de los pilotes no solo se atiene a la capacidad vertical necesaria, sino también a que esa longitud logra que durante el evento sísmico la ladera no se vea afectada por la propia cimentación.

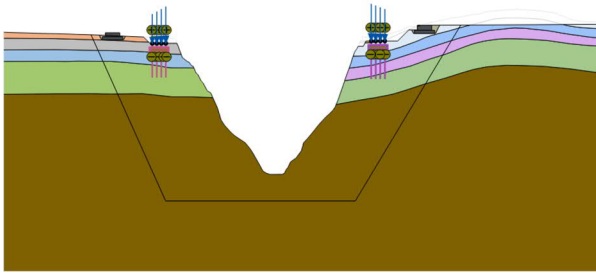


Figura 25. Modelo global del barranco con la cimentación para comprobar la estabilidad global.
Fuente: TYP SA.

5. Conclusiones

Se ha presentado un puente atirantado que puede destacarse por dos aspectos principales: 1) La necesidad de una disposición longitudinal con vanos laterales cortos y que no están compensados, y que ha llevado a implementar algunas medidas especiales que han sido explicadas.

2) El diseño de un puente de grandes dimensiones en una zona de muy alta sismicidad, para lo que se ha explicado la estrategia sísmica considerada.

Para finalizar, dado el impacto paisajístico de un puente tan urbano y para hacer comprensible e intuitiva la solución final, no solo a los participantes técnicos del proyecto sino a la población a la que afectará, se han desarrollado algunas infografías (figuras 26 y 27) que se muestran a continuación.



Figura 26. Infografía tomada como vista longitudinal del puente desde el estribo. Fuente: TYP SA.



Figura 27. Infografía tomada desde un lateral.
Fuente: TYP SA.

Agradecimientos

Los autores de la presente comunicación quieren agradecer su esfuerzo y apoyo a los diferentes participantes en el proyecto: el equipo de diseño de TYP SA, el equipo de MC2 encargado de realizar el túnel de viento computacional (CFD) y del peer review para el control de calidad interno, los técnicos del Banco Mundial y del GAMI (Gobierno Autónomo Descentralizado de San Miguel de Ibarra), cliente final del proyecto, y a los demás intervinientes de un proyecto tan singular como éste.