

Puente Max Hongler sobre el río Mantaro

Max Hongler bridge over the Mantaro River

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

Héctor Marcelo Ruffo^d

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

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

^c MSc Project Manager - Ingeniero de Obras Públicas. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. peru@cesmaing.com

^d Ingeniero Civil - MBA. Tres-E Asesores Estructurales. Director. hmruffo@yahoo.com

RESUMEN

El Puente Max Hongler surge de la necesidad de establecer un punto de conexión entre las provincias de Huancayo y Chupaca y ha sido concebido como motor para el desarrollo agrario, del comercio y del turismo de la región. El puente, que con una longitud total de 724.8 m es el segundo más largo de Perú, presenta un vano central atirantado de 140 m de luz sobre el río Mantaro. Las dificultades técnicas de la estructura obligaron a una implicación total por parte de Cesma, que asumió tanto la redacción del proyecto de construcción como la elaboración de los planos de taller y el control y seguimiento de soldaduras en obra, el montaje de la estructura metálica, el tesado de tirantes y el hormigonado de la losa.

ABSTRACT

The Max Hongler Bridge was conceived to connect the provinces of Huancayo and Chupaca and to enhance agricultural, commercial and touristic development in the region. The bridge, which with a total length of 724.8 m is the second longest in Peru, has a central 140 m long cable-stayed span over the Mantaro River. The technical difficulties of the structure forced total involvement from Cesma, which assumed both the drafting of the construction project, including the preparation of the workshop plans, and the control and monitoring of several procedures, including welding on site, assembly of the steel structure, tensioning of stays and the concrete casting of the slab.

PALABRAS CLAVE: atirantado, acción mixta, sismo, pilonos

KEYWORDS: cable-stayed bridge, composite structure, seism, pylons

1. Introducción

El puente Max Hongler, coloquialmente llamado Comuneros II, se ubica en el fértil valle de Mantaro y conecta las provincias de Huancayo y Chupaca en la región de Junín, Perú. La infraestructura, que beneficia a más de 328,000 habitantes de la región, se concibió como motor para el desarrollo agrario, del comercio y del turismo, fortaleciendo la interconexión en el valle y la región al reducir drásticamente los

tiempos y costes del transporte en la zona que, hasta ahora, dependían del saturado puente La Breña.

El viaducto, con una longitud total de 724.8 m, es el segundo más largo del país en el momento de su inauguración y como particularidad presenta un vano central atirantado de 140 m de luz para salvar el cauce del río Mantaro.



Figura 1. Vista general del puente Max Hongler

Las dificultades técnicas de la estructura obligaron a una implicación total en el desarrollo de los trabajos por parte de Cesma, que asumió tanto la redacción del proyecto de construcción, incluido el desarrollo de un modelo BIM completo que incorporaba el acero de armar y la estructura metálica completa, como trabajos de asistencia técnica y de control de obra, la elaboración de los planos de taller a partir del modelo BIM anterior con el despiece completo de las chapas para su corte, el control y seguimiento de soldaduras en obra, la supervisión y control del proceso de montaje de la estructura metálica, el desarrollo y definición de las fases de tesado de tirantes y la definición de las diferentes fases de hormigonado de la losa superior del tablero.

2. Condicionantes

Para el diseño del puente se tuvieron en cuenta diferentes condicionantes, siendo los más relevantes la significativa aceleración sísmica básica del terreno (0.35g) y la socavación esperable por las importantes subidas del nivel

de agua y el rápido flujo del río que se producen en las épocas de lluvias, lo que hizo necesario diseñar un vano central de gran luz que permitiera salvar sin apoyos intermedios la zona central del cauce del río.

3. Concepción estructural

Teniendo en cuenta los condicionantes anteriores y el escaso grado de definición y detalle del Expediente Técnico inicialmente aprobado, se realizó, a petición del Gobierno Regional, un estudio técnico-económico comparativo de soluciones, en el que se consideraron varias propuestas, incluyendo soluciones con arcos y pórticos con pilas en V para el vano sobre el cauce, siendo finalmente elegida la solución con vano central atirantado, a pesar de no ser la más económica de las alternativas, al presentar una serie de ventajas muy atractivas desde el punto de vista constructivo y estético.

La solución con vano central atirantado permite mantener el mismo canto a lo largo de todo el puente, ya que el canto del tablero no está

directamente condicionado por la luz del vano central sobre el cauce del río, pudiendo mantener en este vano el canto determinado para los vanos de acceso, lo que no sólo permite mantener una continuidad formal y visual de la estructura, sino que también permite una mejor estandarización de los proceso de fabricación y montaje de la estructura metálica, ya que se reducen las posibles singularidades y se facilita la mecanización de los procesos.

Para minimizar el número de apoyos, los vanos de acceso también se definieron con luces importantes para una configuración de puente viga, de hasta 62 m. Esto supuso el empleo de un tablero con un canto importante, que se resolvió mediante una celosía metálica en lugar de un cajón cerrado para reducir sustancialmente el impacto visual, algo importante puesto que la estructura está situada en un entorno urbano y la altura de las pilas es reducida, de apenas unos 15 m en la zona más alta.



Figura 2. Vista de la celosía durante el montaje

Se descartó aislar sísmicamente la estructura ya que, por un lado, debido a su gran longitud y masa total hubiera sido necesaria, además de la disposición de péndulos de fricción para hacer frente a las importantes cargas verticales en los apoyos, la instalación de amortiguadores viscosos para controlar los movimientos, con el consiguiente encarecimiento tanto del coste de ejecución como del posterior mantenimiento y, por otro lado, hubiera sido necesario definir los pilonos sin continuidad entre el tramo bajo el tablero y

el tramo sobre el tablero para evitar la transmisión de cargas a la subestructura por parte de los tirantes, lo que hubiera significado un aumento considerable de las dimensiones de los pilonos para transmitir los momentos descompensados sobre el tablero a la subestructura por un par de fuerzas desdoblado los apoyos longitudinalmente, con el consiguiente perjuicio económico y estético.

Por tanto, la estrategia finalmente considerada para hacer frente a los eventos sísmicos consistió en empotrar el tablero en los dos pilonos formalizando un pórtico rígido capaz de soportar la totalidad de los esfuerzos producidos durante el sismo de diseño longitudinal, mientras que en el resto de pilas se dispusieron apoyos esféricos deslizantes. Para el sismo transversal se dispusieron llaves de cortante en todas las pilas, de forma que todas ellas contribuyeran a resistir la acción sísmica derivada de su masa tributaria.

Como particularidad adicional, para el sistema de atirantamiento del tablero se dispusieron cables con doble horquilla, lo que, aunque puede aportar mejoras estáticas apreciables, también implica algunos inconvenientes y limitaciones a la hora de proyectar e instalar los tirantes.

La configuración de doble horquilla permite minimizar el tamaño de los anclajes, tanto al pilono como al tablero. En el caso de los pilonos, gracias a la horquilla y a la tipología mixta elegida para el tramo superior de estos, se logra reducir significativamente sus dimensiones en toda su altura, dotándolos de una gran esbeltez que aporta un valor estético añadido a la estructura al no ser necesario que los tirantes atravesaran los pilonos. En el caso del tablero, el sistema permite el anclaje de los tirantes a una cartela alineada con los cordones superiores de las celosías, lo que evita elementos adicionales en tablero para alojar los anclajes y reduce la anchura adicional necesaria en el tablero.

Como ventaja adicional cabe destacar que el tesado de los tirantes se realiza a nivel de

tablero y sobre el mismo, no siendo necesario ni elevar sistemas de gatos a la coronación de los pilonos ni descolgar dichos sistemas por debajo del tablero.

La principal desventaja de este sistema surge ante la necesidad de prefabricar los tirantes con una longitud determinada, quedando el posible ajuste limitado a ± 100 mm, por lo que es fundamental un estudio detallado del proceso de montaje que permita determinar la longitud de corte de los tirantes, en la que influyen factores como la contraflecha de montaje del tablero y las deformaciones relativas acumuladas de todos los puntos de anclaje durante todas las fases, tanto de montaje del tablero metálico como de instalación y tesado de tirantes, ya que las deformaciones sufridas por la estructura, tanto tablero como pilonos durante la instalación y tesado de cada tirante, influyen en las longitudes de corte de los tirantes instalados después, por lo que las posibilidades de ajuste en las fuerzas de tesado durante el proceso de montaje derivadas de posibles desviaciones en obra respecto a la situación teórica son muy limitadas.



Figura 3. Tirante precortado listo para su tesado

Como último detalle relevante es necesario destacar que, para cumplir con todas las premisas de diseño comentadas anteriormente, es necesario que las pilas situadas en los extremos de los vanos atirantados de compensación sirvan, por un lado, como

retenida del sistema de atirantamiento para las situaciones con sobrecargas descompensadas en el vano atirantado central, transmitiéndose tracciones entre el tablero y las pilas para evitar el levantamiento de este último y que, por otro lado, permitan el desplazamiento longitudinal relativo entre el tablero y las pilas para el correcto funcionamiento del sistema durante el evento sísmico. Para compatibilizar ambas condiciones se dispusieron apoyos esféricos anclados verticalmente, que fueron diseñados con las especificaciones particulares de esta estructura por Freyssinet, que también suministró el resto de apoyos esféricos y realizó los ensayos necesarios para su aprobación de acuerdo con la normativa americana.

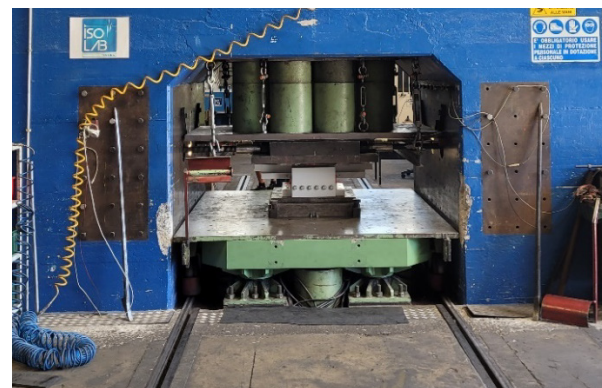


Figura 4. Ensayo de apoyo esférico anclado

4. Descripción de la estructura

El puente, de 724.80 m de longitud total, se divide en once vanos de luces 43.4-62-63-140-63-5x62-43.4 m respectivamente, disponiendo de un sistema de tirantes en el vano central de 140 m y en los vanos adyacentes de 63 m de luz. El ancho del tablero es constante de 15.8 m en todo el puente salvo en los tres vanos atirantados, en los que, para poder alojar los anclajes de los tirantes y permitir el paso de los pilonos sin reducir la sección útil, la anchura se incrementa hasta los 18.5 m. El puente dispone de aceras de 1.75 m y ciclovías de 2.15 m de anchura a ambos lados de la calzada central de 7.2 m y 2 carriles de circulación.

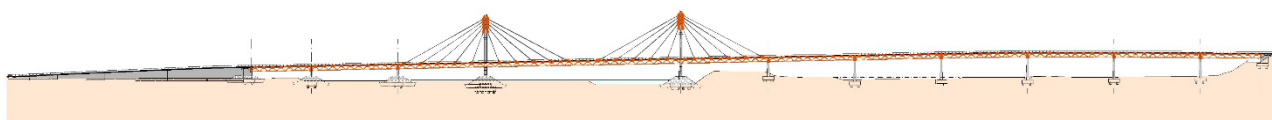


Figura 5. Alzado general del puente

La sección transversal es mixta hormigón-acero, y está compuesta por una celosía metálica tridimensional inferior de 3.0 m de canto y 9.4 m de anchura, formada por tres celosías verticales separadas 4.70 m a ejes entre sí que se unen por medio de una triangulación en su plano inferior y por vigas transversales, que se prolongan lateralmente para soportar los voladizos laterales, en su plano superior. Todos los elementos que constituyen la celosía están formados por perfiles armados con sección doble T.

La sección transversal se remata con una losa superior de hormigón armado de canto variable entre 0.22 y 0.25 m para permitir el bombeo lateral del agua hacia el exterior de la sección, ejecutada con la ayuda de una chapa grecada dispuesta a modo de encofrado perdido que apoyo sobre las vigas transversales superiores de la celosía.

Todos los elementos superiores de la celosía se conectan a la losa de hormigón mediante conectores tipo Nelson para garantizar la acción mixta de la estructura.

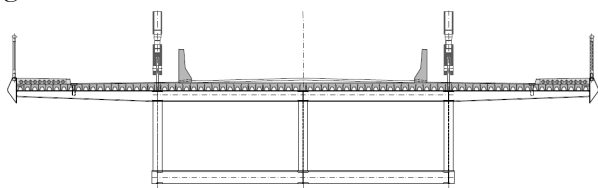


Figura 6. Sección tipo en tramo atirantado

El atirantamiento del tramo central se define con un sistema en semi-abanico con dos pilonos y 5 pares de tirantes delanteros y 5 pares de cables de retenida por pilono. Los pilonos tienen dos fustes verticales arriostrados transversalmente, además de a la altura del tablero donde ambos elementos se unen solidariamente, en un nivel intermedio situado, aproximadamente, a dos tercios de su altura sobre rasante.

Los pilonos tienen sección cuadrada de 2.0x2.0 m de hormigón armado bajo el tablero y sección rectangular de 1.3x2.0 m sobre el mismo, siendo su tramo inicial de hormigón armado y disponiéndose una sección mixta en su tramo superior, una vez superada la viga de arriostramiento transversal, para facilitar la disposición de las orejetas necesarias para el anclaje de las horquillas de terminación de los tirantes. La sección mixta del pilono está compuesta por una sección doble T metálica que incorpora las orejetas de anclaje, que quedan embebidas en el hormigón evitando el riesgo de pandeo local de las chapas sometidas a compresión en su plano.

Las pilas presentan doble fuste transversal con sección rectangular redondeada en su cara exterior y una viga transversal de unión superior, formalizándose los pórticos transversales que deberán resistir los esfuerzos debidos al sismo de diseño en dicha dirección. Ambos fustes nacen de una única sección inferior apantallada, aligerada semicircularmente, que se empotra directamente en los encepados.



Figura 7. Vista general de pila tipo

A semejanza de la solución empleada en la pilas, los fustes de los pilonos también se unen en una única sección apantallada para su conexión con los encepados.

Los estribos, de hormigón armado, son cerrados con aletas en vuelta, rematándose el acceso al estribo 1 con muros de acompañamiento en continuidad de las aletas.

Todas las cimentaciones son profundas con pilotes de 1.50 m de diámetro y longitudes de 33 a 36 m.

5. Detalles constructivos

Todas las uniones de la estructura metálica se han previsto soldadas, tanto las ejecutadas en taller como las ejecutadas en obra, poniéndose especial cuidado en estudiar los flujos de tensiones para evitar tracciones perpendiculares al plano de laminación del acero y en definir detalles con buen comportamiento a fatiga. A continuación, se muestran algunos de los detalles más representativos.

5.1 Anclaje de tirantes al tablero

Las orejetas para el anclaje de las horquillas de remate de los tirantes en el tablero se hicieron coincidir con nudos superiores de las celosías verticales de la sección metálica, de forma que la fuerza en los tirantes se incorpora directamente al sistema resistente del tablero sin necesidad de movilizar ningún tipo de flexión local, ni longitudinal ni transversal.

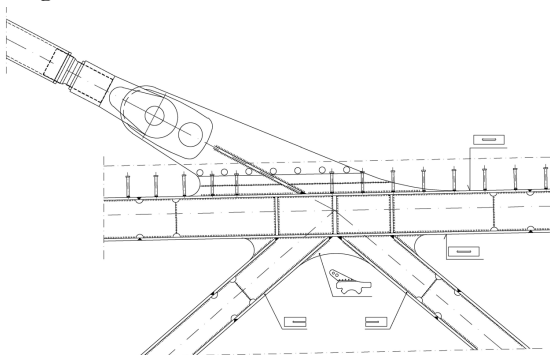


Figura 8. Detalle de anclaje de tirante al tablero

Las orejetas se definen como una chapa única, transmitiendo la carga a los elementos de

la celosía, fundamentalmente mediante soldaduras sometidas a esfuerzos rasantes.

5.2 Anclaje de tirantes a los pilonos

Para el anclaje de los tirantes a los pilonos se introdujo en el tramo de coronación de estos últimos un perfil metálico armado doble T en el que se da continuidad a las orejetas formando una única chapa con el alma del perfil, lo que permite la transmisión directa de la componente horizontal de las fuerzas entre los tirantes del vano central y los tirantes de los vanos de retenida.

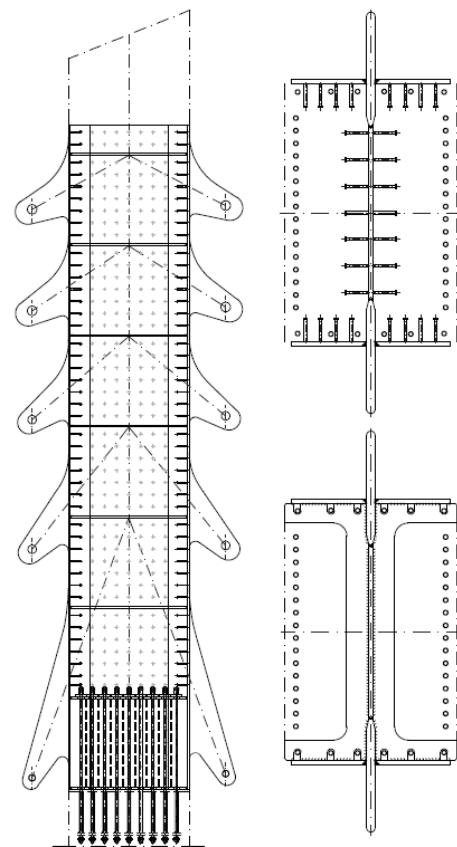


Figura 9. Detalle de anclaje de tirante a los pilonos

6. Proceso constructivo

El montaje de la celosía metálica se realizó mediante grúa y el soporte de torres de apeo provisionales. Como particularidad, para salvar el cauce del río se dispone un “falso puente” provisional que, con tipología de arco, evitaba la disposición de torres provisionales en zonas con

alto riesgo de verse afectadas por las frecuentes crecidas.



Figura 10. Montaje de celosía sobre “falso puente”

La colocación de la chapa grecada que hace las funciones de encofrado perdido y los trabajos de ferrallado y hormigonado de la losa superior se fueron solapando con los trabajos de montaje de la estructura metálica, avanzado desde los estribos hacia el vano central atirantado hasta completar el montaje de la totalidad de la estructura metálica y el hormigonado de la losa en todo el tablero excepto en los tres vanos atirantados, situación prevista para la instalación y tesado de los cables.

Se decidió ejecutar la instalación y tesado de los tirantes antes de hormigonar la losa superior con un doble objetivo. En primer lugar, se evitaba someter al hormigón a los esfuerzos de tracción derivados de la componente horizontal de la fuerza de los tirantes en el tablero, producidos al tesar con el vano central cerrado, lo que hubiera supuesto un riesgo importante de fisuración de la losa o la disposición de cuantías de acero de armar muy elevadas con los consiguientes problemas de hormigonado y vibrado; en segundo lugar, la rigidez de la sección metálica del tablero es sensiblemente inferior a la rigidez de la sección mixta completa, lo que permitió mayores deformaciones verticales del tablero levantándolo de los apeos provisionales con fuerzas de tesado cómodas, optimizando los medios auxiliares para la puesta en carga de los tirantes. Mediante el tesado de los tirantes se proporcionó al tablero una contraflecha

suficiente para compensar las deformaciones producidas por el posterior hormigonado de la losa, por lo que, gracias a un estricto control y seguimiento en obra de las fuerzas de tesado y deformaciones del tablero y la realización de los ajustes necesarios en tiempo real, no fue necesario realizar ninguna maniobra de retesado posterior al hormigonado de la losa para corregir la rasante de la estructura.



Figura 11. Situación del tablero para la instalación de tirantes

El tesado se realizó de forma simultánea en cada pareja de tirantes transversales, comenzando por los tirantes más próximos a los pilonos y avanzando hacia el centro del vano central y hacia las pilas de retenida, de la forma más simétrica posible.



Figura 12. Equipo de tesado de tirantes

Una vez se verificó que el tablero estaba despegado de los apeos provisionales se comenzó con el desmontaje del “falso puente”, solapándolo con los trabajos de tesado para optimizar los plazos de ejecución.

El hormigonado de la losa superior de los tramos atirantados se realizó, transversalmente, en dos fases, con objeto de minimizar las flechas de los voladizos laterales.



Figura 13. Tesado de la última pareja de tirantes

Por último se procedió a la instalación de las barreras y barandillas y al pavimentado de la calzada.



Figura 14. Hormigonado de la losa superior

7. Verificación de la estructura

Para la verificación y dimensionado de la estructura se realizó un modelo tridimensional de elementos finitos en el que se consideraron todos los elementos, tanto de la superestructura como de la subestructura, incluyendo las cimentaciones, además de los elementos de apeo provisional.

Las vigas principales y secundarias se han modelado como elementos tipo “frame” en su centro de gravedad y los tirantes han sido modelados con elementos no lineales tipo “cable”. La losa de hormigón se ha modelado como un emparrillado de elementos tipo “frame” unidos a las vigas principales mediante “links” rígidos que compatibilizan los desplazamientos y giros entre los puntos de conexión.

El proceso constructivo se desarrolló con un análisis evolutivo no lineal en el que se fueron introduciendo las distintas partes de la estructura con la secuencia de montaje prevista.

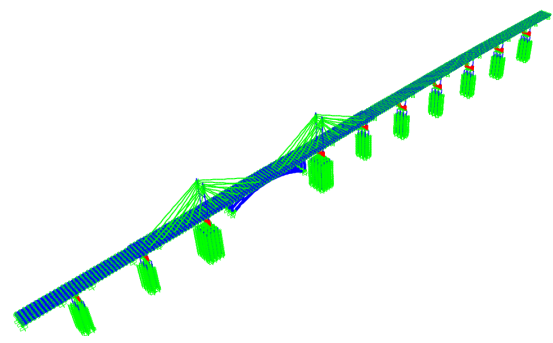


Figura 15. Modelo de cálculo de elementos finitos

Como puede observarse en la figura siguiente, el “falso puente” se modeliza en su totalidad para poder considerar adecuadamente su rigidez y, por tanto, las deformaciones reales del tablero durante todo el proceso de montaje, lo que es fundamental para la correcta definición de la longitud de corte de los tirantes.

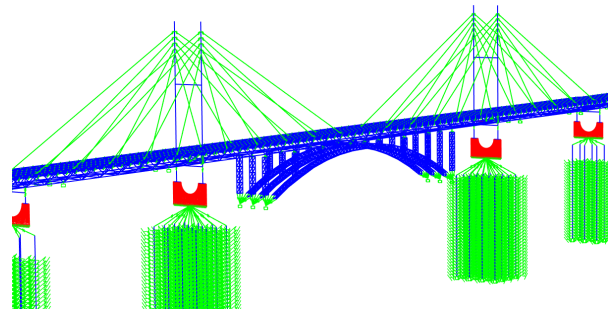


Figura 16. Detalle del modelo de cálculo

8. Estudio de fenómenos aeroelásticos

Para garantizar que no se van a producir fenómenos aeroelásticos indeseados, se realizó un análisis del tablero mediante simulación de túnel de viento con un modelo CFD [3], con el que se determinó que tanto la geometría del tablero como el sistema de vainas anti-vórtice de los tirantes permiten garantizar un flujo estable dentro de los rangos permisibles y evitar la formación de vórtices.

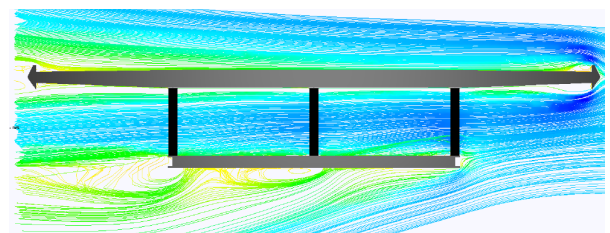


Figura 17. Flujo de viento en sección transversal

Con objeto de mejorar la estabilidad y la aerodinámica de la sección se incorporaron deflectores laterales a nivel de la losa de hormigón, que, materializados mediante una sección cerrada de acero, sirven, adicionalmente, como elementos de arriostrado longitudinal de las ménsulas laterales.



Figura 18. Detalle de tablero con deflectores laterales

9. Cálculo sísmico

Para verificar el correcto comportamiento de la estructura durante el evento sísmico se desarrolló un cálculo no lineal tipo *pushover* en el que se considera el comportamiento no lineal de las secciones de hormigón considerando los valores característicos de resistencia de los materiales y los diagramas tensión-deformación de los definidos en la AASHTO LRFD Guide Specification for Seismic Bridge Design [1].

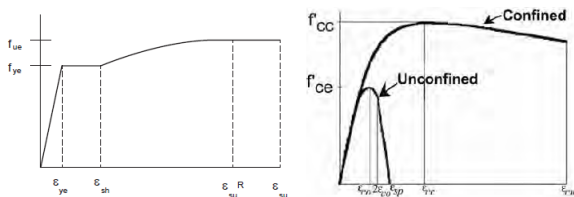


Figura 19. Diagramas tensión-deformación de acero y hormigón

Se consideran los diagramas momento-curvatura tanto en los fustes y dinteles de pilas y pilonos como en los pilotes, verificándose que todos los elementos del tablero permanecen en régimen elástico durante el evento sísmico.

Los espectros de demanda desplazamiento / aceleración se obtienen directamente del espectro de diseño, periodo / aceleración, para diferentes grados de amortiguamiento.

Las curvas de capacidad de la estructura, desplazamiento / cortante basal, se obtienen mediante un análisis *pushover* con control de deformaciones mediante la aplicación de una aceleración incremental sobre la estructura.

Para poder comparar los espectros de demanda con las curvas de capacidad, es necesario transformar estas últimas a curvas desplazamiento / aceleración, para lo que se dividen las reacciones basales entre la masa total movilizada durante el evento sísmico

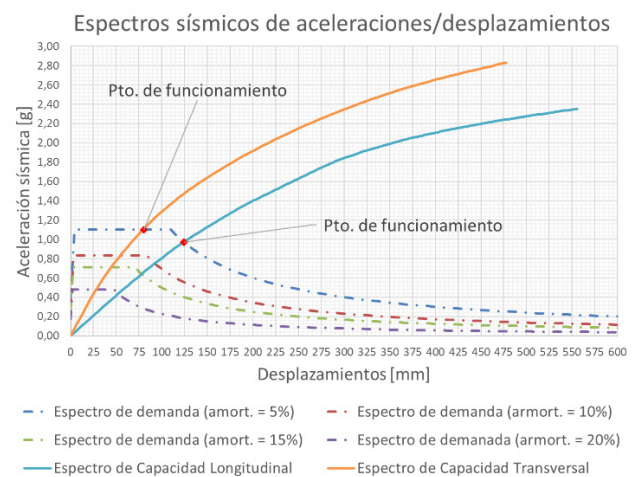


Figura 20. Resultados del análisis *pushover*

Como puede observarse en la figura anterior, la capacidad de deformación de la estructura es muy superior a la determinada por el evento sísmico de diseño, incluso considerando un amortiguamiento del 5% sin considerar la posible disipación de energía por la fisuración y formación de rótulas plásticas en las secciones de hormigón, lo que es razonable teniendo en cuenta que el punto de funcionamiento se encuentra próximo a la rama elástica del comportamiento de la estructura para el cálculo en ambas direcciones.

Adicionalmente, se obtuvo el amortiguamiento equivalente de acuerdo con la metodología en el documento ATC-40 [2], resultando un amortiguamiento del 6% para el sismo longitudinal y del 8% para el sismo transversal, aproximadamente.

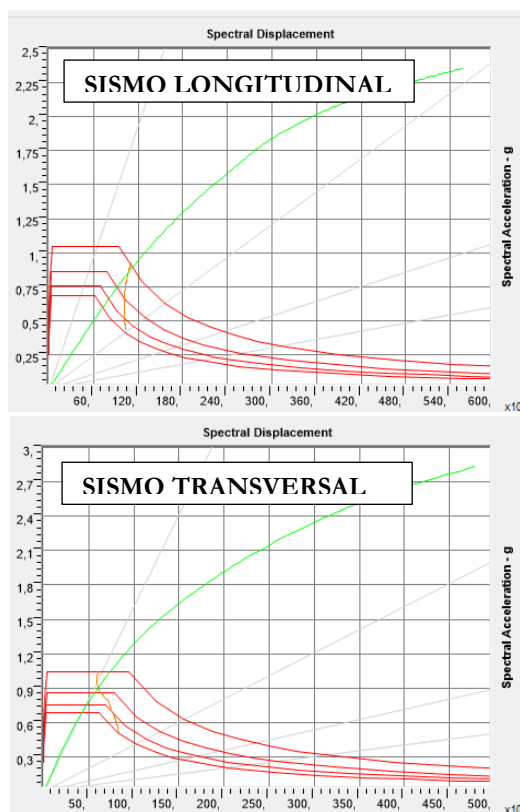


Figura 21. Amortiguamiento equivalente para sismo

10. Asistencia técnica

La extensa labor realizada como asistencia técnica a la obra englobó, además de la definición y control de todas las fases del proceso constructivo, incluida la definición de las longitudes de corte y fuerzas de tesado inicial

Ficha técnica de la estructura

Datos de la obra	
Ubicación y año de ejecución	Huancayo, Perú. 2020-2024
Propiedad	Gobierno de la Región de Junín
Proyecto constructivo y asistencia técnica	Cesma Ingenieros
Empresa contratista	SIMA
Datos técnicos	
Longitud total	724.8 m
Luces	43.4-62-63-140-63-5x62-43.4 m
Ancho del tablero	18.5 o 15.8 m
Canto total del tablero	3.25 m
Espesor de la losa superior de hormigón	variable de 0.22 a 0.25 m
Cuantía de acero estructural en tablero	200 kg/m ²
Cuantía de acero de armar en tablero	83 kg/m ²
Cuantía de acero en tirantes	3.8 kg/m ²
Presupuesto de ejecución material	39,994,760 \$

de los tirantes, la definición del proceso de montaje de los apoyos, la revisión y verificación de los apeos provisionales, incluyendo el “falso túnel” sobre el cauce del río, y la definición y seguimiento de la prueba de carga de la estructura; el desarrollo completo de los planos de taller y los archivos para el control numérico de la máquina de corte a partir de un modelo completo de la estructura metálica con el programa TEKLA.



Figura 22. Modelo BIM y detalle del mismo

Referencias

- [1] AASHTO “*Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*”. 2011
- [2] ATC-40. “*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*”.
- [3] Estudio de Túnel de Viento CFD “Punto Comuneros 2”. STAL SOLUCIONES ESTRUCTURALES. 2020.