

Puente Chamorro sobre el río Matagente en Ica, Perú

Chamorro bridge over the Matagente river in Ica, Peru

Javier Muñoz-Rojas Fernández ^a, Manuel Valero Barat ^b, Pedram Manouchehri ^c,
Juan Manuel Juez Pérez ^d, Pablo Delgado García ^e, Jorge Giganto Fernández ^f,
Darío Pérez Sebastián ^g

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. jmrojas@cfcsl.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. mvalero@cfcsl.com

^c Ingeniero Civil. Carlos Fernández Casado S.L. Universidad Politécnica de Madrid. pmanouchehri@cfcsl.com

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.P. - HUALCA. juanma.juez@hualca.com

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.P. - HUALCA. jgiganto@cfcsl.com

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.P. - HUALCA. pablo.delgado@cfcsl-latam.com

^g Arquitecto. Carlos Fernández Casado S.P. - HUALCA. dario.perez@cfcsl-latam.com

RESUMEN

El Puente Chamorro forma parte del contrato “Rehabilitación de Puentes Paquete 2 - Ica y Piura (Puente Chamorro y Accesos y Puente Salitral y Accesos)” de Provías Nacional. Está incluido dentro de la cartera de proyectos de Rehabilitación de Carácter Extraordinario frente a desastres como el fenómeno de El Niño ocurrido en el año 2017. Se presenta el diseño, cálculo y construcción de un arco tipo bowstring con péndolas en configuración tipo network de 160.00 m de luz, doble plano de arco metálico arriostrado transversalmente e inclinado hacia el interior y tablero mixto formado por dos vigas longitudinales unidas por vigas transversales. Sobre ellas se dispone una losa de hormigón.

ABSTRACT

The Chamorro Bridge is part of the contract “Rehabilitation of Bridges Package 2 - Ica and Piura (Chamorro Bridge and approaches and Salitral Bridge and approaches)” of Provías Nacional. It is included as part of the portfolio of projects of Rehabilitation of Extraordinary Character against disasters such as El Niño phenomenon that occurred in 2017. This paper presents the design, calculation and construction of a bowstring arch with network hangers configuration of 160.00 m span, double plane of transversely braced metal arch inclined inwards and composite deck formed by two longitudinal beams joined by transverse beams and concrete top slab.

PALABRAS CLAVE: arco bowstring, arco metálico, péndolas, configuración tipo network, tablero mixto.

KEYWORDS: bowstring arch bridge, steel arch, hangers, network configuration, composite deck.

1. Introducción

El Puente Chamorro atraviesa el río Matagente y se ubica en el PE -1S (Km 202) – El Carmen, Ruta IC - 104, en la provincia de Chincha, departamento de Ica, Perú.

La principal causa que marcó la necesidad del nuevo puente fue el fallo estructural del anterior puente provocado por el Fenómeno de El Niño Costero del año 2017.

De los cinco pilares sobre los que se apoyaba el puente colapsado, tres de ellos fallaron sufriendo desplomes por la socavación de sus zapatas y provocando que losa superior y vigas longitudinales quedaran sin apoyo efectivo.



Figura 1. Estado del Puente Chamorro posterior al fenómeno de El Niño Costero en el año 2017.

Las obras descritas forman parte del contrato “Rehabilitación de Puentes Paquete 2 - Ica y Piura (Puente Chamorro y Accesos y Puente Salitral y Accesos)” propiedad de Provías Nacional del M° de Transportes y Comunicaciones del Gobierno del Perú.

Constituye uno de los denominados proyectos de paquetes de puentes de Reconstrucción con Cambios, cuyo objetivo es la realización de proyectos con carácter extraordinario frente a desastres naturales tal y como fue el fenómeno descrito anteriormente.

La modalidad de licitación es la de diseño y construcción. El Grupo CREC 10 fue el adjudicador de la licitación y CFC Sucursal Perú y HUALCA los encargados del diseño de la estructura y posterior supervisión de la ejecución de la obra.

Del estudio comparativo de diversas alternativas con objeto de plantear una solución lo más competitiva posible, los puentes a diseñar debían resolver cruces de longitudes de 160.00 m para el caso del Puente Chamorro y de 182.00 m para el Puente Salitral. Estas luces notables surgen del emplazamiento de las obras, ya que se ubican sobre ríos estacionales con régimen torrencial en zonas costeras del país, susceptibles

de sufrir avenidas periódicas de gran poder de socavación y arrastre, tal y como se demostró durante el fenómeno del Niño Costero en diversas zonas del país. Por lo tanto, no resultaba factible disponer pilas intermedias. Se compararon diversas soluciones capaces de salvar ese rango de luces, llevando este ejercicio de forma natural a soluciones de canto con estructuras situadas por encima del tablero. Las soluciones en arco tipo *bowstring* con una configuración de péndolas tipo *network* resultaron claramente ventajosas con ahorros notables frente a otras opciones. Se diseñaron además con formas sencillas adoptando detalles repetitivos en ellas, así como definiendo elementos simples de unión y montaje para facilitar su construcción.

El proyecto de los dos puentes descritos se desarrolló durante los años 2019 y 2020. Únicamente se ha ejecutado el Puente Chamorro, iniciando las obras en el año 2021 y finalizando con la puesta en servicio de la estructura en enero de 2024, presentando una estructura moderna, eficiente y fiable en donde los usuarios podrán, nuevamente, circular y pasear por la vía en condiciones adecuadas de seguridad.



Figura 2. Puente Chamorro finalizado.

2. Aproximación al diseño de arcos tipo *network*

Son bien conocidas las ventajas que caracterizan a los arcos autoanclados tipo *bowstring* con una configuración de péndolas tipo “*network*”, es decir, con la disposición de estos elementos inclinados y que se entrecruzan varias veces entre sí [1, 2, 3].

Su efecto contribuye a aproximar el comportamiento de la estructura ante cargas asimétricas al de una celosía o viga de alma llena gracias a la variación de la carga que se produce en las péndolas.

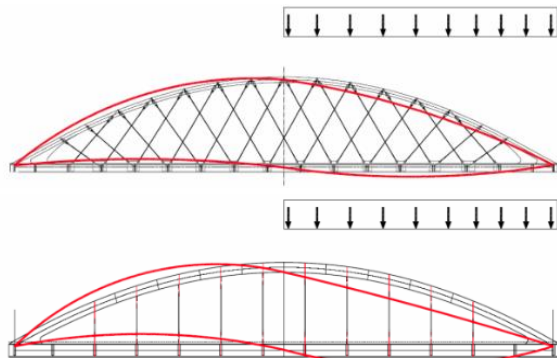


Figura 3. Arco tipo network vs Arco con péndolas verticales. Comparación de deformación ante cargas asimétricas.

A partir del mecanismo resistente obtenido, es posible controlar los momentos flectores en arco y tablero de manera que la luz libre con la que trabajan se aproxima a la definida por la separación entre los anclajes de las péndolas salvo por los esfuerzos que aparecen en la proximidad al empotramiento del arco con el tablero.

El efecto anteriormente descrito se traduce en reducciones entre el 75 y el 80% de los esfuerzos de flexión con respecto a los que se producen en un arco con péndolas verticales [1, 2]. Otro efecto favorable a destacar es que este tipo de distribución de péndolas permiten un ahorro directo en materiales tanto en arco como en tablero. En soluciones mixtas o de acero estructural este ahorro puede llegar a traducirse en valores entre el 20% y el 30%.

En la experiencia de los autores en proyectos similares también en Perú, algunas comparaciones realizadas entre arcos tipo *network* y otras tipologías de arcos en obras de luces medias y estrechas, los valores de ahorro de material obtenidos oscilaron entre el 22% y el 27% frente a soluciones de arco con péndolas verticales y hasta del 30% frente a soluciones de arco en celosía con péndolas rígidas.

3. Experiencias similares en puentes de luces medias

En el ámbito de las luces medias entre los 50.00 y 100.00 m, se indican a continuación cinco experiencias de éxito en puentes arco tipo *network* con luces de 65.00 m de luz (Puentes Cachimayo, Urcos y Cusipata), uno de 75.00 m (Urubamba) y otro de 85.00 m (Combapata).

Todos ellos se resuelven con soluciones estandarizadas de arcos tipo *network* con arco metálico y tablero mixto formado por dos vigas longitudinales unidas por vigas transversales sobre las que se dispone una losa de hormigón.



Figura 4. Vista general del Puente Combapata. (L=85.00 m)

La descripción y el detalle de las características de las obras mencionadas anteriormente pueden consultarse en [4, 5].

4. Planteamientos de diseño general adoptados

4.1. Características geométricas de la estructura

El Puente Chamorro se proyecta como una solución estructural de un único vano con una longitud de 160.00 m entre ejes de apoyos en estribos resuelta mediante la disposición de doble arco metálico de tablero inferior mixto en configuración *bowstring* con péndolas tipo *network*, contando con vigas transversales mixtas encargadas de transmitir las cargas a los cordones o vigas longitudinales principales

inferiores y una losa superior de hormigón armado que materializa la plataforma de la vía.

Los cordones de los arcos curvos comprimidos presentan arriostramientos transversales que aumentan notablemente la seguridad a pandeo global de estos elementos. Se diseñan en doble plano abatidos hacia el interior un ángulo de 10° respecto de la vertical.

4.2. Flecha del arco

A partir del análisis de realizaciones y estudios recientes sobre arcos tipo *network*, se puede observar una tendencia y consenso en el sentido de que las relaciones óptimas de flecha/luz son similares a las empleadas en arcos autoanclados, esto es, oscilando en valores entre 1/5 y 1/7. Merece la pena indicar la posibilidad de poder emplearse igualmente esbelteces mayores sin que esto comprometa la estabilidad de la obra, aunque lógicamente impliquen cantidades mayores de materiales.

En las obras del proyecto de Cusco tratadas en [4, 5] se tantearon diversas relaciones, adoptando finalmente el valor de 1/6 el cual se muestra adecuado para lograr la optimización del diseño. El Puente Chamorro ha seguido el criterio de diseño definido anteriormente, presentando una relación flecha/luz de 1/5.9.

4.3. Sección transversal

De la experiencia obtenida en proyectos anteriores [4, 5], se han comprobado las ventajas que ofrece la inclinación de los arcos hacia el interior en la simplificación del arriostramiento transversal. En este caso, se han dispuesto en los bordes del tablero para poder salvar las zonas de tráfico con un ángulo de 10° . La distancia mínima entre ejes de arcos es 3.70 m.

Resulta entonces necesario disponer las vigas longitudinales en los bordes de la sección transversal y aumentar la dimensión de las vigas transversales, dejando la zona peatonal en el espacio entre arcos y la barrera de contención que separa los diferentes flujos de tráfico.

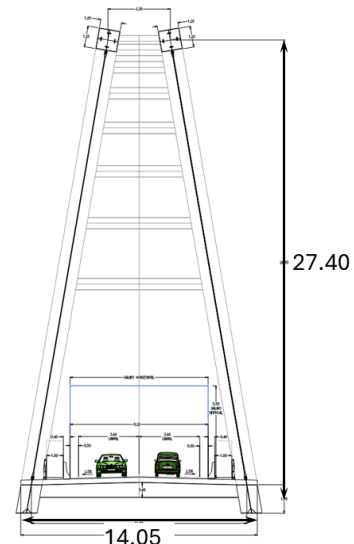


Figura 5. Sección transversal tipo por centro-luz.

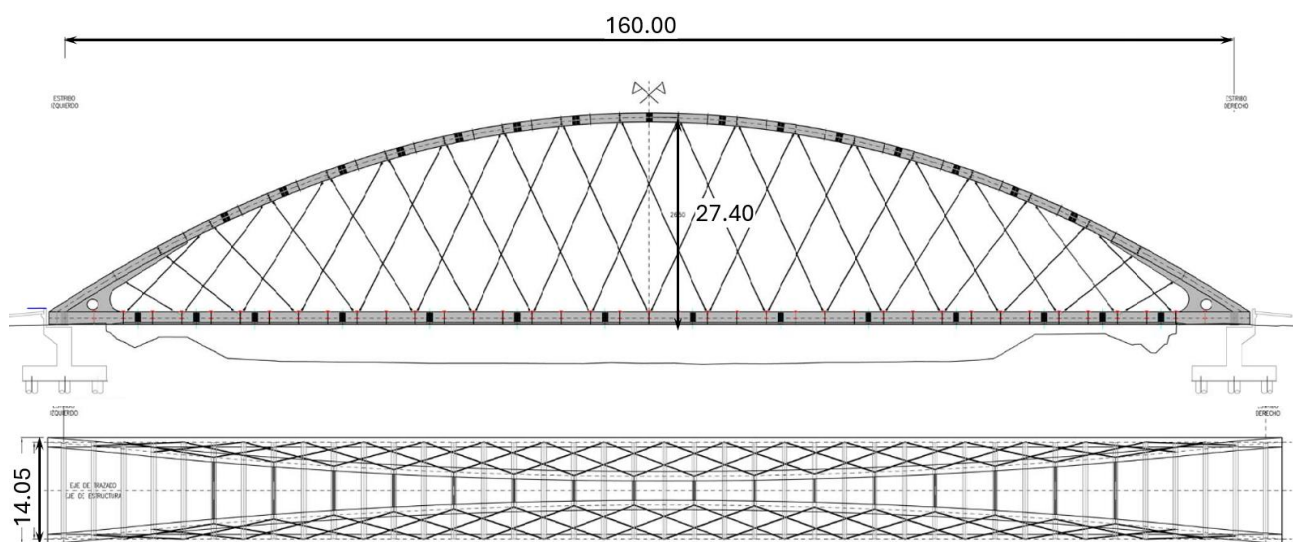


Figura 6. Elevación longitudinal y planta general del Puente Chamorro.

A nivel de losa superior de tablero, se define una anchura total de la sección transversal de 14.05 m, simétrica y compuesta por dos carriles de circulación de ancho 3.60 m, 0.50 m de berma o arcén, 0.40 m de barreras tipo New Jersey, arco y vigas tirante metálicas longitudinales de 1.25 m de anchura, 1.20 m de acera peatonal y 0.20 m de baranda metálica.

Las características geométricas definidas anteriormente tienen como resultado una configuración formal indudablemente más dinámica y limpia que en las soluciones con arcos definidos en planos verticales.

4.4. Geometría del arco

La directriz del arco del Puente Chamorro se define a partir del ajuste de una parábola a la geometría de encaje del puente. En lo relativo al diseño de la geometría del arco, no existe un consenso generalizado ya que algunos autores recomiendan la circular [1, 6] y otros, sin embargo, se inclinan por la geometría parabólica que es la más empleada en este tipo de obras.

En los puentes de Cusco [4, 5] se adoptó la solución parabólica de segundo grado ya que se comprobó que las diferencias con respecto a la definición de una geometría circular no eran significativas para el rango de luces de estudio y se adaptó la misma solución parabólica para la directriz del arco del Puente Chamorro.

4.5. Disposición de las péndolas

De la misma manera que para el caso de la geometría del arco, el criterio de diseño sobre la configuración de las péndolas genera también diferentes aproximaciones entre los especialistas.

En el caso del Puente Chamorro, uno de los criterios de diseño prioritarios fue la búsqueda de la simplicidad constructiva debido a la magnitud de la obra, por lo que se adoptó la solución de separación constante de los anclajes de péndolas tanto en el tablero como en el arco.

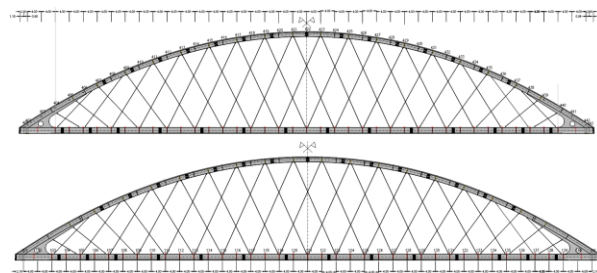


Figura 7. Distribución de péndolas constante en tablero y en arco del Puente Chamorro.

De esta manera, la separación longitudinal de péndolas en tablero y en arco es constante en toda la longitud de la estructura con un valor de 8.00 m.



Figura 8. Detalle de la distribución de péndolas constante en tablero y en arco del Puente Chamorro.

Esta misma solución se implementó también en los puentes de Cusco [4, 5].

4.6. Sección transversal del arco

En arcos tipo *network* la capacidad de estos elementos se ve reducida al minorarse en gran medida las flexiones de eje horizontal que aparecen en arcos clásicos de péndolas verticales bajo cargas asimétricas.

En este sentido, los problemas de inestabilidad por pandeo global en el plano del arco quedan prácticamente controlados por el efecto restrictivo que introduce la malla de péndolas. De la misma manera, del análisis en el plano fuera del arco en sentido transversal, las posibles inestabilidades son fácilmente controlables por medio de los oportunos arriostramientos transversales que, en este caso, se han definido como vigas de tipo Vierendeel.

En el caso del arco del Puente Chamorro, se definió una sección cerrada tipo cajón de 1,250 mm de ancho y 1,250 mm de canto con espesores de alas superior e inferior de 32 mm y almas de 25 mm. En la sección transversal por el nudo arco-tablero se incorpora adicionalmente un alma interior central en una longitud de 16.00 m correspondiente a la rigidización de esta zona especial de la estructura. La sección transversal tipo mostrada se desarrolla en el resto de la longitud del arco.



Figura 9. Detalle de los elementos del arco acopiados en obra de manera previa a su montaje.

4.7. Sección transversal del tablero

Algunos autores [1, 5, 7] recomiendan el empleo de tableros de hormigón pretensado con el objetivo de recoger y compensar la componente horizontal del empuje de los arcos. No obstante, la mayoría de los arcos *network* realizados emplean soluciones metálicas o mixtas. A las ventajas de que con elementos longitudinales metálicos resulta sencillo activar el mecanismo de tirante de la viga longitudinal inferior se suma la facilidad constructiva al emplearse elementos realizados en taller minimizando con ello las operaciones de ejecución en obra.

La solución adoptada en el Puente Chamorro es de este tipo, un tablero mixto de acero-hormigón en una disposición en emparrillado “*ladder girder*” formada por dos vigas longitudinales de borde con alma inclinada el ángulo de abatimiento de los arcos hacia el interior, unidas por vigas transversales separadas longitudinalmente 4.00 m con el objetivo de no penalizar el diseño de la losa superior de hormigón. Todas las uniones propuestas entre elementos de las vigas del tablero han sido ejecutadas en obra mediante uniones atornilladas.

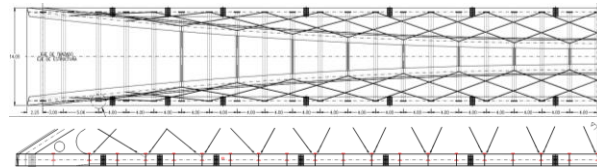


Figura 10. Planta y elevación longitudinal con la definición de vigas longitudinales y transversales.

El tablero se define mediante un entramado de vigas metálicas en doble T en el cual las vigas longitudinales funcionan como tirantes traccionados y las vigas transversales principalmente resisten esfuerzos de flexión. Estas vigas transversales tienen el ala superior alineada con su homóloga de la viga longitudinal.

La sección tipo en doble T de la viga longitudinal presenta un canto de 1,700 mm y un ancho de 1,250 mm con espesores variables de ala superior e inferior entre 22 y 38 mm y entre 19 y 22 mm en el caso del alma.

La esbeltez obtenida (h/L) alcanza el valor de 1/94 en el tablero. En el arco, por su parte, se alcanza una esbeltez de 1/128.

En la zona de arranque de los arcos, la sección transversal se transforma mediante chapas de transición de una sección en doble T a una sección cajón con un alma interior adicional correspondiente a la rigidización de esta zona especial de la estructura.

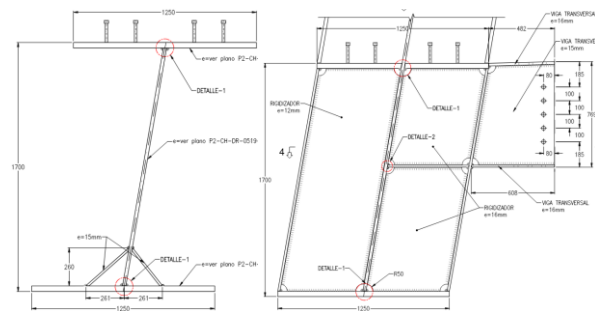


Figura 11. Sección transversal tipo tablero doble T y por zona de arranques en forma de cajón cerrado.

En cuanto a la losa superior de hormigón armado, presenta un canto de 0.30 m y se realiza sobre prelosas prefabricadas de 8 cm de espesor.

El peso del hormigón es resistido por la estructura metálica. Una vez endurecido, la acción mixta actúa en dirección longitudinal y transversal debido a la disposición de pernos conectadores en ambas familias de vigas.

4.8. Uniones

Para facilitar el montaje y evitar las soldaduras en obra, todas las uniones se plantearon atornilladas con tornillos pretensados de acero de alta resistencia ASTM A-490 (Acero 85/105) tanto en arco como en vigas longitudinales y transversales del tablero. La unión atornillada se completa con cubrejuntas en alas y almas tanto exteriores como interiores. Al lado de la unión se dejaron previstos ocho hand-hole, cuatro en cada ensamblaje y ubicados en las almas del cajón necesarios para poder materializar la unión.



Figura 12. Vista de la unión atornillada finalizada.

4.9. Unión arco-tablero

Un detalle abordado de una forma novedosa fue la zona de unión arco-tablero [4, 5]. La disposición de péndolas en esta zona siguiendo el criterio general llevaría a definir elementos muy cortos de relativa alta rigidez que distorsionan el comportamiento de la estructura y son susceptibles de entrar en compresión.

Por este motivo se realizó una transición en la que se eliminaron las primeras péndolas de menor longitud y se conectó el arco y viga longitudinal por medio de una chapa metálica de rigidización de espesor 22 mm.

Esta solución, además de resolver satisfactoriamente el comportamiento resistente de esta zona, aporta claramente una mejora desde el punto de vista formal a la unión de ambos elementos que, en opinión de los proyectistas, cuando se realiza de forma directa induce en el observador un aspecto algo débil [7, 8]. Para aligerar la presencia de esta chapa y evitar un efecto pantalla excesivo se introduce un aligeramiento circular en ella.



Figura 13. Detalle de la zona de unión arco-tablero.

4.10. Arriostramiento transversal del arco

Tal y como se ha comentado en anteriores subapartados, los arriostramientos transversales de los arcos se han definido como vigas de tipo Vierendeel sin triangulaciones con perfiles metálicos en doble T. Se disponen 16 vigas transversales separadas cada 8.00 m. La luz libre entre los arcos varía en altura debido al abatimiento de los mismos, por lo que se define una longitud variable de los arriostramientos en función de su posición.

4.11. Péndolas

Las péndolas se realizan con barras de acero galvanizadas de alto límite elástico de 540 MPa con extremos en horquilla fijados a orejetas conectadas al arco y al alma de las vigas longitudinales. Se emplearon diámetros de 52, 56, 60 y 64 mm. En función de la longitud máxima de distribución de las barras, se empalmaban con manguitos cuando se superaba dicha longitud. Todas las barras se disponen en un mismo plano coincidiendo los anclajes con el eje del arco y el eje de las vigas longitudinales. El cruce de las péndolas se soluciona con el sistema de acopladores o manguitos rasgados. Para evitar el contacto entre las barras y el manguito, se definió un anillo de caucho.



Figura 14. Detalle del cruce de péndolas.

Las péndolas se dimensionaron con los criterios de diseño de tirantes estructurales, limitando en todo caso la carga máxima en hipótesis de cálculo en servicio al 45% de la carga de rotura f_{pu} . El sistema de barras y de manguitos debía de cumplir con las condiciones de resistencia a fatiga adecuadas para garantizar su comportamiento estructural a largo plazo bajo las oscilaciones de carga. La puesta en tensión de las péndolas se realizó actuando sobre los manguitos tensores. Para ello se estableció una secuencia de doble pasada con lectura final de la carga en todas las barras con el objetivo de realizar el correspondiente ajuste final a la geometría definitiva.

4.12. Subestructura

La subestructura del puente se diseñó mediante estribos cerrados de hormigón armado y aletas rectas, perpendiculares a su elevación. La anchura de los mismos es de 16.40 m, alcanzando una altura de 7.80 m y un canto de la elevación frontal de 2.00 m en ambos estribos. Las aletas presentan una longitud de 5.40 m con un canto transversal constante de 1.00 m.

La cimentación del puente es profunda realizada mediante quince pilotes de hormigón armado de diámetro 1.50 m, alcanzando una longitud de 19.00 m en ambos estribos.

5. Estrategia de diseño sísmico

La estructura se encuentra en una de las zonas con mayor sismicidad del Perú. Concretamente, la PGA de diseño alcanza valores de 0.72g. En base a ello, la superestructura se encuentra apoyada en sentido longitudinal y transversal sobre aisladores sísmicos de núcleo de plomo (tipo LRB) en estribos, siendo estos mecanismos los encargados de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. Algunas de las ventajas adicionales a las ya mencionadas que aportan este tipo de dispositivos en el comportamiento estructural frente a

solicitaciones sísmicas, son las descritas a continuación:

- Los aisladores definidos se diseñaron para un amortiguamiento del 31.5% y una rigidez efectiva de 5.85 kN/mm. El período eficaz del sistema alcanza el valor de 2.49 s.
- Reducción de las labores de reparación y mantenimiento al conseguir que la respuesta de los distintos elementos estructurales de la subestructura se encuentre en régimen elástico para un sismo de diseño.
- Minimización de las fuerzas sísmicas en la subestructura en comparación con un diseño convencional por capacidad, efecto conseguido al aumentar tanto el amortiguamiento como los períodos propios de vibración de la estructura.

6. Cálculos estructurales

6.1. Modelo de cálculo global

El estudio del comportamiento global de la estructura se realizó con un modelo espacial de elementos finitos en el que se combinan elementos lineales tipo *beam* (empleados en arco y vigas longitudinales y transversales del tablero) con elementos tipo *shell* o lámina para reproducir el comportamiento de la losa y la zona de unión arco-tablero. Las péndolas se modelizaron como elementos tipo *cable* los cuales se definen articulados en sus extremos y sin capacidad para recoger compresiones. Los aisladores sísmicos se incluyeron a través de muelles lineales con las propiedades dinámicas definidas por la rigidez de los aisladores en función de la hipótesis de cálculo evaluada, ya sea en Estado Límite de Servicio, Estado Límite de Resistencia y Estado Límite de Evento Extremo por sismo. La normativa de diseño empleada fue la AASHTO LRFD y, por tanto, todas las comprobaciones tanto de la superestructura como de la subestructura se hicieron como es habitual de acuerdo a los planteamientos de los estados límite. La estructura tiene un comportamiento

con acción mixta acero-hormigón bajo las cargas de servicio. En cambio, las cargas de peso propio son resistidas únicamente por la estructura metálica durante la fase constructiva de la losa superior.

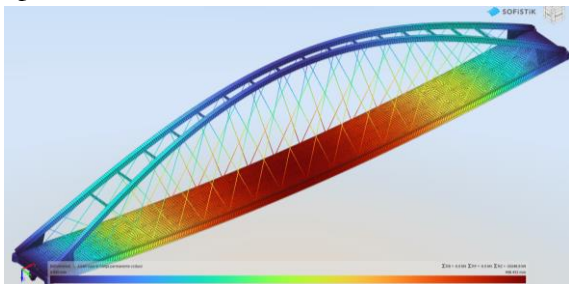


Figura 15. Deformada bajo carga permanente.

La carga en las péndolas se estableció para compensar tanto el peso propio como las cargas muertas.

6.2. Inestabilidad de los arcos

Las comprobaciones realizadas también incluyeron la verificación de la estabilidad del arco frente a efectos no lineales (cálculo en segundo orden). En general, el pandeo del arco en el plano está controlado de manera eficaz por la configuración cruzada de las péndolas. En sentido transversal, el pandeo se controla principalmente por medio de las vigas transversales dispuestas como arriostramientos entre arcos. El análisis en segundo orden se basa en la verificación del arco bajo cargas de servicio (tráfico, viento, peso propio etc.) mediante la inclusión de una imperfección inicial y un cálculo no lineal que evalúa la inestabilidad a partir de un análisis incremental en el que se van aumentando de manera progresiva las cargas en el arco. El cálculo incluye la no linealidad geométrica y de los materiales.

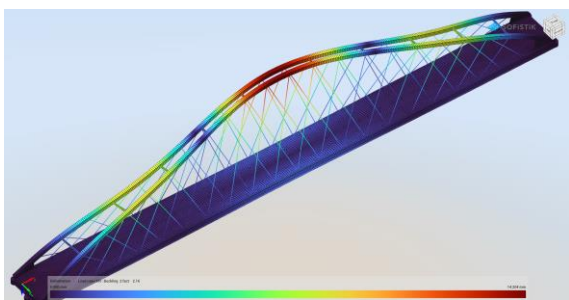


Figura 16. Segundo modo de pandeo del arco.

A partir de las verificaciones definidas, se obtuvieron factores de seguridad frente a inestabilidad del orden de 1.90 y 2.16 para las hipótesis de carga con imperfecciones inducidas a partir del primer y segundo modo de pandeo.

7. Proceso de construcción

Los condicionantes de diseño para la definición del procedimiento de construcción del Puente Chamorro se basaron en la posibilidad o no de ocupar el lecho del río Matagente y en la experiencia previa del país en la construcción de este tipo de estructuras. Tal y como se puede comprobar en [4, 5], la mayoría de puentes arco tipo network ejecutados en el país se han construido aprovechando la época de estiaje de los cauces definiendo una serie de apeos auxiliares provisionales en el río y montando la estructura sobre ellos. Este fue el procedimiento empleado para el Puente Chamorro. En primer lugar, se definieron una serie de apoyos o plataformas de trabajo auxiliares en el cauce necesarias para la realización de las uniones y el montaje del tablero. Una vez colocadas y unidas todas las vigas longitudinales y transversales, se procedió a la ejecución de los apeos provisionales sobre el tablero para montaje de los elementos del arco superior.

Tras el posterior desmontaje y desapeo de los apoyos provisionales, se realizó la conexión de las péndolas en el arco y en las vigas longitudinales inferiores con una primera fase de puesta en carga. Finalmente, se procedió a la colocación de las prelosas de hormigón prefabricadas, disposición de la armadura de refuerzo y ejecución de losa superior.

En esta situación, se realizó el tensado definitivo de las péndolas de manera previa a la culminación de las actividades de colocación de la junta de dilatación sísmica en estribos, disposición de la baranda metálica y realización de los acabados, trabajos de limpieza y terminación de la obra y puesta en servicio del nuevo Puente Chamorro.



Figura 17. Vista general del nuevo Puente Chamorro.

7. Cuantías principales

Tabla 1. Valores de cuantías principales en arco.

Material	Valor	Unidad	Cuantía
Hormigón losa	532.39	m ³	0.24 m ³ /m ²
Acero pasivo losa	312,951	kg	588 kg/m ³
Acero estructural*	1,084	T	482 kg/m ²
Péndolas **	63,499	ml	28.2 kg/m ²

(*) Acero estructural ASTM A709 Grado 50 (ksi) de 345 MPa de límite elástico.

(**) Sistema de péndolas de acero al carbono de calidad 540-S.

8. Ficha técnica

- **Propiedad:** Provías Nacional.
- **Contratista:** China Railway N° 10 Engineering Group. (CREC 10).
- **Projectista:** Carlos Fernández Casado Sucursal Perú – Hualca Ingenieros SAC.
- **Supervisión:** Carlos Fernández Casado Sucursal Perú – Hualca Ingenieros SAC.
- **Suministrador Estructura metálica:** CNOOD Asia Limited.
- **Suministrador Péndolas:** Macalloy.
- **Suministrador Juntas de dilatación:** Rubber Inversiones S.A.C.
- **Aisladores sísmicos:** FREYSSINET.

Referencias

- [1] Tveit, P. *An Introduction to the Network Arch*. Lectures at NTNU Trondheim. Norway, 2006.
- [2] Astiz, MA., Rodriguez, R. *Puentes arco tipo network. Aproximación crítica al estado del arte y reflexiones sobre posibles distribuciones de péndolas*. VI Congreso de ACHE. Madrid, 2014.
- [3] Tveit, P. *The Network Arch*. Author's home page: <https://home.uia.no/pert.2014>.
- [4] Muñoz-Rojas, J. *Diseño y construcción de puentes arco network. Ejemplos de realizaciones económicas para luces medias y cortas*. V Simposio Internacional. Diseño y construcción de puentes. UIS, Bucaramanga. Colombia, 2018.
- [5] Muñoz Rojas, J., Fernández Alonso, S., Giganto Fernández, J., *Diseño de cinco puentes arco tipo network de luces medias en Cuzco (Perú)*. VIII Congreso de ACHE. Madrid, 2022.
- [6] Schanack, F. *Puentes en Arco Tipo Network. Una estructura estética y económica para salvar grandes luces*. Universidad Austral de Chile. 10.13140/RG.2.1.2475.3042. 2011.
- [7] Pantaleón Prieto, MJ., Ramos Gutiérrez, OR., Schanack, F. *Puente arco tipo network sobre el río Tercero en Villamaría*. V Congreso de ACHE. Madrid, 2011.
- [8] Millanes, F et al. *Proyecto y ejecución de dos arcos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo "network": Puentes arco de Deba y Palma del Río*. Hormigón y Acero, Vol. 61 n° 257, págs. 7-39. Julio-Septiembre 2010.