

Puente Colimes sobre el río Daule en Guayas, Ecuador

Colimes Bridge over the Daule River in Guayas, Ecuador

Javier Muñoz-Rojas Fernández^a, Jorge Giganto Fernández^b, Manuel Valero Barat^c,
Raúl González Aguilar^d, Pedram Manouchehri^e, Pablo Montalvo Villacís^f, Joaquín
Arroyo Márquez^g, Ismael González Moreno^h, José Carlos Déniz Benítezⁱ

^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.P. - HUALCA. jgiganto@cfcsl.com

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

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

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

^f Ingeniero Civil. Carlos Fernández Casado S.E. pmontalvo@cfcsl-latam.com

^g Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros S.L. jarroyo@pondio.com

^h Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros S.L. igonzalez@pondio.com

ⁱ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros S.L. ideniz@pondio.com

RESUMEN

El Puente Colimes sobre el río Daule en Guayas, Ecuador, se proyectó como una solución estructural continua mediante un tablero de sección cajón monocelular de canto variable, con almas verticales y voladizos laterales que materializan la anchura de la sección transversal. La distribución longitudinal de vanos se divide en luces de 60.00 + 112.00 + 60.00 m, con una longitud total de 232.00 m. La estructura cumple la función de restitución de un puente arco metálico que colapsó en el año 2020.

ABSTRACT

The Colimes Bridge over the Daule River in Guayas, Ecuador, was designed as a continuous structural solution with a single box section of variable height, with vertical webs and lateral overhangs that materialize the width of the cross section. The longitudinal distribution of spans is divided into spans of 60.00 + 112.00 + 60.00 m, with a total length of 232.00 m. The structure serves the purpose of restoring of a metal arch bridge that collapsed in 2020.

PALABRAS CLAVE: voladizos sucesivos, aislamiento sísmico, licuefacción, aisladores pendulares.

KEYWORDS: balanced cantilever, seismic isolation design, liquefaction, pendulum isolators.

1. Introducción

El Puente Colimes sobre el río Daule ubicado en el Cantón Colimes, en la provincia del Guayas, Ecuador, permite la unión de la Vía Colimes con la carretera E48 (Vía Guayaquil – El Empalme) en la provincia del Guayas.

La intervención asegura la conectividad vial terrestre de modo adecuado y seguro en el corredor de la Red Vial de Guayaquil restituyendo la estructura colapsada anterior.

Con fecha de abril del año 2008, se inauguró un puente tipo arco metálico en el cantón Colimes, el cual cruzaba el río Daule con una luz total de 130.50 m y un ancho de tablero de 8.45 m permitiendo el enlace de la vía a Colimes con la mencionada carretera E48.



Figura 1. Elevación lateral del puente original.

La estructura del puente de ingreso a Colimes colapsó el jueves 23 de abril del 2020 y, según se informó, el fallo se debió al paso de un tráiler cargado de cemento con un peso superior a las 60 T, perjudicando en gran medida a la población de Colimes y registrando la pérdida de vidas y una elevada afección a las actividades del poblado colimense en distintos ámbitos.



Figura 2. Vista aérea de la estructura una vez que se produjo su colapso.

El río Daule presenta un ancho promedio de 100 m en el emplazamiento proyectado para el puente, con llanuras de inundación bien acotadas debido a la topografía del cauce.

Antes de la ejecución de la estructura y tras el colapso del puente original, la única manera de cruzar el río en la zona era emplear barcazas y gabarras artesanales lo que ocasionaba pérdidas económicas, demoras en tiempos y desperdicio de mercancías.



Figura 3. Transporte mediante barcaza entre ambas márgenes del río Daule.

El proyecto fue licitado con carácter de urgencia por la Prefectura del Guayas y se adjudicó a la firma RDS con Carlos Fernández Casado Sucursal Ecuador como proyectista de la estructura. La asistencia técnica durante las obras fue realizada a su vez por PONDIO Ingenieros. El Contratista a cargo de la ejecución de la obra fue la empresa constructora SUDINCO, para la cual supuso un reto a nivel tecnológico, así como para la formación de los operarios en el empleo de carros de avance para la ejecución de una estructura por el método de avance en voladizo.

En octubre del año 2021 dio inicio la obra, extendiéndose hasta agosto del año 2022, mes en el que se consiguió cerrar el vano principal central. La culminación y puesta en servicio de la obra se realizó en el mes de noviembre del 2022.

2. Descripción de la estructura

El Puente Colimes se proyectó como una solución estructural continua mediante un tablero de sección cajón monocelular de canto variable, con almas verticales y voladizos laterales que completan la anchura de la sección transversal.

La distribución longitudinal de vanos se divide en luces de 60.00 + 112.00 + 60.00 m, con una longitud total de 232.00 m entre ejes de apoyos en estribos.

El tablero de sección cajón monocelular se diseña mediante hormigón postesado por avance en voladizos sucesivos en el vano principal de mayor luz desde cada una de las pilas intermedias. Presenta una variación de canto parabólica con un valor de 5.75 m en pila lo que supone una relación de esbeltez igual a 1/19.50 de la luz del vano principal y un canto de 2.75 m en centro luz con una relación igual a 1/40.

Los vanos extremos se ejecutaron mediante cimbra convencional debido a la pequeña altura existente respecto del terreno. Los vuelos laterales de la sección transversal se realizan en hormigón armado.

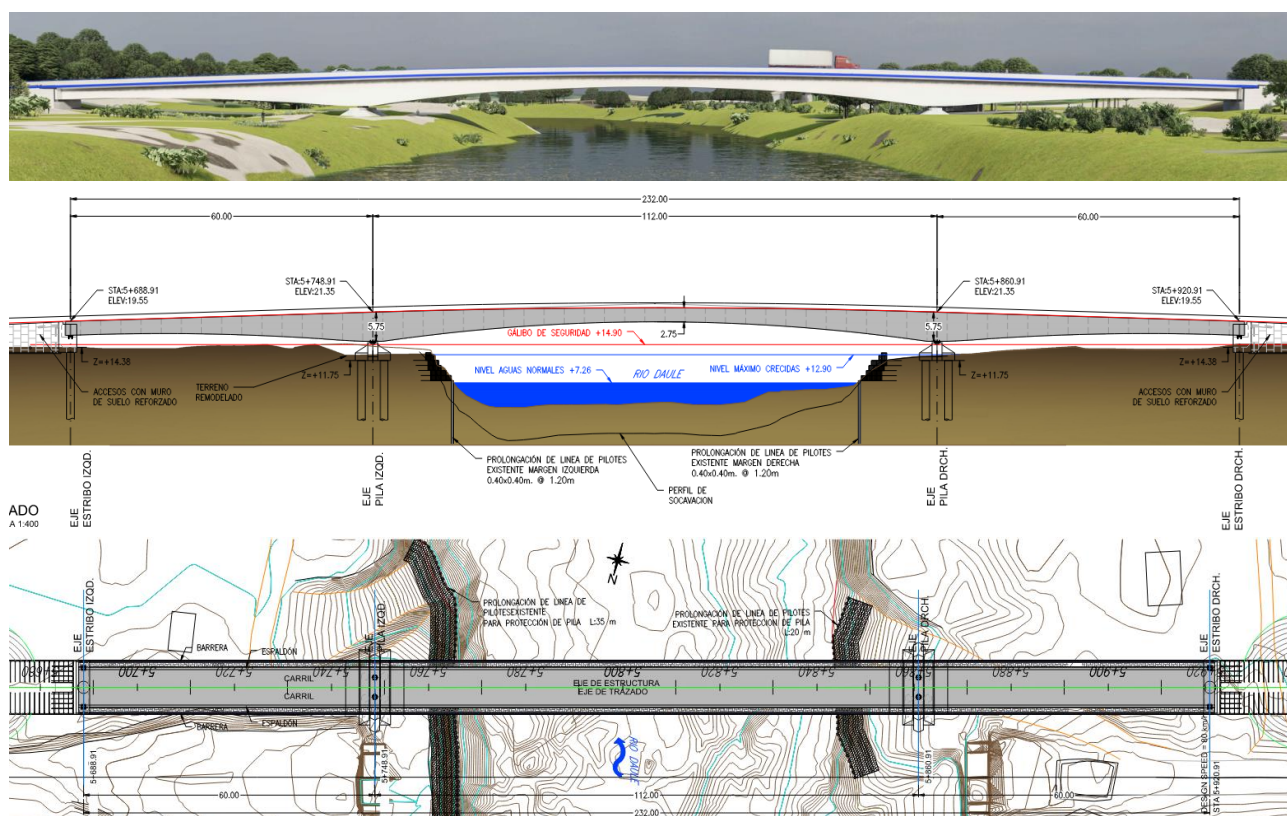


Figura 4. Elevación longitudinal y planta general del Puente Colimes.

La superestructura se encuentra apoyada en sentido longitudinal y transversal sobre aisladores sísmicos tipo pendulares en pilas y sobre apoyos esféricos libres en estribos, siendo estos mecanismos los encargados de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura formada por encepados de pilotes tanto en pilas como en estribos.

El tablero de sección cajón tiene una anchura de losa superior de 11.10 m, canto de 0.33 m y recrecido en su encuentro con las almas verticales hasta los 0.60 m. En cuanto a las dimensiones geométricas de las almas, se diseñaron con un espesor constante en altura, pero variable en sentido longitudinal desde un valor mínimo de 0.30 m en centro-luz y de 0.45 m en apoyos, mientras que la losa inferior se propuso con un canto de 0.30 m en centro-luz y de 0.45 m en apoyos. Tanto la losa inferior como la losa superior, se recrecen en su encuentro con las almas. La anchura de la losa inferior de la sección cajón es constante de 5.60 m en toda la longitud de la estructura. La resistencia característica empleada fue 45 MPa.

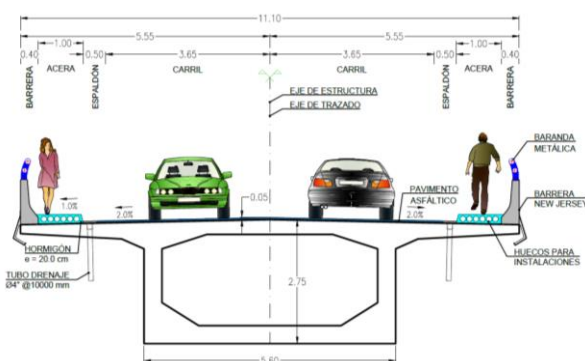


Figura 5. Sección transversal tipo tablero por centro – luz de vano principal.

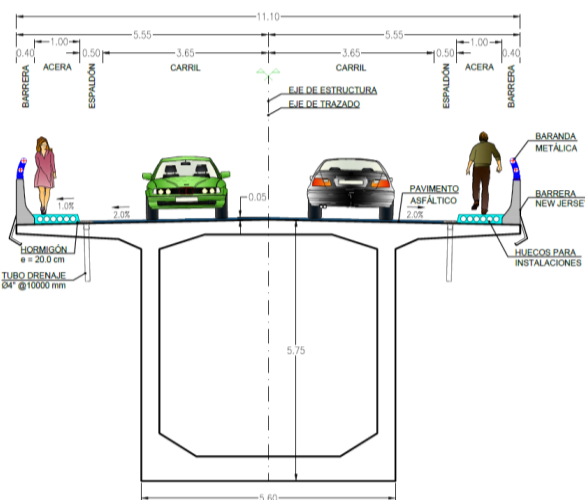


Figura 6. Sección transversal tipo tablero por pila.

La sección transversal de la vía es simétrica y compuesta por dos carriles de circulación de ancho 3.65 m, 0.50 m de berma o arcén, 0.40 m de barreras tipo New Jersey y 1.00 m de vereda peatonal.

La tipología de pilas que se planteó es la de sección rectangular maciza en forma de pedestal de pequeña altura que ofrece espacio suficiente para la ubicación de los aisladores sísmicos, constantes en sentido transversal y en sentido longitudinal de dimensiones 7.00x16.00 m. La altura de cada una de las pilas alcanza el valor de 3.50 m, siendo competitivas desde el punto de vista resistente para el rango de alturas existente en el puente ya que se adaptan bien a las solicitaciones provocadas por la acción sísmica.

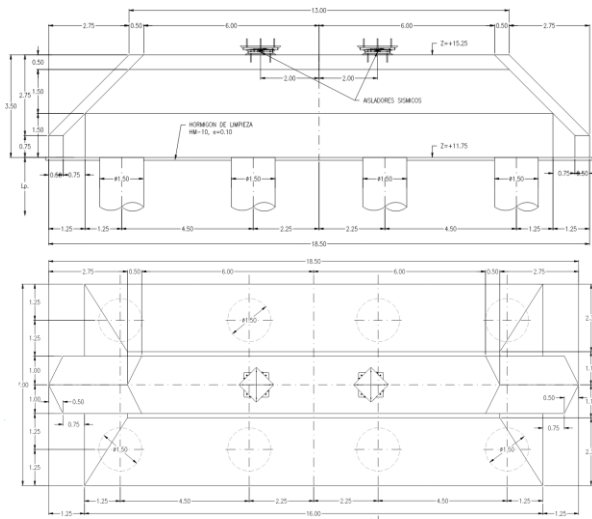


Figura 7. Elevación frontal y planta de pila.

Los estribos se diseñan abiertos de hormigón armado con una viga cabezal sobre pilotes. La anchura de los mismos es de 11.10 m, alcanzando una altura de 6.05 m y un peralte de 3.60 m en ambos estribos.

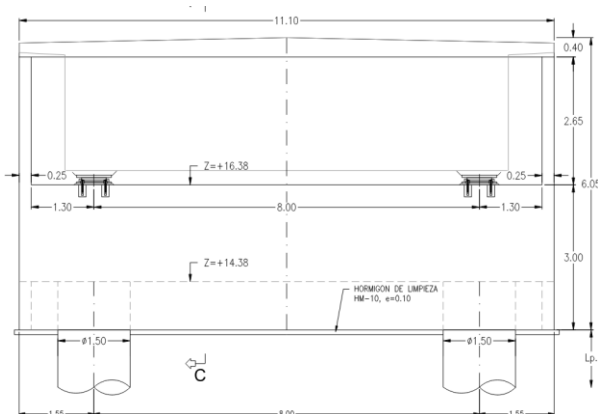


Figura 8. Elevación frontal de estribos.

Tal y como se ha comentado, la cimentación del puente es profunda tanto en estribos como en pilas, realizada mediante dos pilotes de hormigón armado de diámetro 1.50 m en estribos, y ocho pilotes de las mismas dimensiones en pilas, alcanzando longitudes variables desde 24.50 m hasta 27.50 m en función de su ubicación.



Figura 9. Detalle de la pila durante la ejecución.

Dadas las condiciones existentes del terreno en el emplazamiento de la obra, con el objetivo de proteger la excavación durante la ejecución de los pilotes, se empleó una camisa metálica no recuperable de 20 mm de espesor de acero tipo grado 50. Adicionalmente a la misión constructiva descrita, la camisa tiene función resistente actuando con el hormigón interior de manera conjunta en acción mixta, al mismo tiempo que aporta mayor confinamiento al hormigón del pilote aumentando su ductilidad y su capacidad para acomodar mayores desplazamientos durante eventos sísmicos.

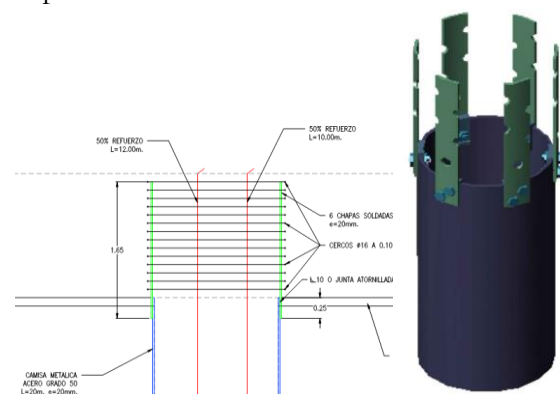


Figura 10. Detalle de la conexión de la camisa metálica no recuperable del pilote con el encepado.

Los accesos a la estructura se definieron mediante muros de suelo reforzado para contener el terreno con alturas menores a 6.0 m.

La solución detallada para el Puente Colimes ha resultado ser una estructura unitaria y formal con un diseño adecuado convencional.

Algunos de los aspectos de diseño buscados con la propuesta de la solución estructural en voladizos sucesivos, además de los ya descritos en el apartado anterior, son los siguientes:

- Optimización del coste de la obra mediante el empleo de tipologías acordes a la morfología longitudinal y vertical del emplazamiento de la obra y de los condicionantes de diseño geométricos de la vía existente.
- Velocidad de ejecución, lo que redundará en la disminución de los costes de construcción.
- Servirse de la propia respuesta resistente de la estructura durante el procedimiento de construcción, reduciendo el número de apoyos y cimentaciones en toda la longitud del puente y, por lo tanto, en el menor empleo de medios auxiliares para su ejecución.

Con la distribución de luces adoptada en la estructura se consiguió una mayor sensación de permeabilidad y se interfirió lo mínimo posible con las actividades desarrolladas a nivel del terreno.

Esta tipología de puente, si bien no es novedosa en el Ecuador al existir varios precedentes, es todavía poco habitual y se espera que se potencie su desarrollo dadas las experiencias de éxito recientes.



Figura 11. Empleo de carros de avance durante la construcción del vano central.

3. Estrategia de diseño sísmico

La estructura se encuentra en una zona de alta sismicidad del Ecuador.

Concretamente, el PGA de diseño alcanza valores de 0.58g. En base a ello, la superestructura se encuentra apoyada en sentido longitudinal y transversal sobre aisladores sísmicos de tipo péndulo de fricción doble dispuestos en las pilas intermedias. En estribos, se proponen apoyos esféricos libres.

La estrategia de diseño sísmico del puente se basa en el aislamiento sísmico y es la denominada por la Normativa AASHTO LRFD como “Configuración estructural resistente a sismo Tipo 3 (Type 3 elastic superstructure and substructure with a fusing mechanism)”.

Se busca incorporar elementos singulares en la estructura con el objetivo de reducir al mínimo la energía introducida por el sismo en el sistema estructural. Es una filosofía de diseño consistente en limitar el ataque sísmico en lugar de resistirlo, como son otro tipo de soluciones clásicas de diseño sismorresistente basadas en absorber y disipar la energía introducida en la estructura.

Estos dispositivos con gran capacidad de aislamiento y amortiguación consiguen disipar energía a través del control de los desplazamientos relativos y, de esta manera, evitar todo tipo de riesgo de resonancia de la estructura. El resultado a efectos prácticos es el desplazamiento del período natural de la estructura lejos del rango de períodos críticos del sismo [1].

Algunas de las ventajas adicionales a las ya mencionadas que aportan este tipo de dispositivos en el comportamiento estructural frente a sollicitaciones sísmicas, son las descritas a continuación:

- Obtención de un amortiguamiento estructural superior al 20% - 30% en función del dispositivo empleado.
- 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 con un período de retorno de 1000 años, evitando de esta manera la entrada de los diferentes materiales en el régimen inelástico.

- 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.

El uso de estos dispositivos es ya frecuente en zonas de alta sismicidad como la existente en el emplazamiento del Puente Colimes y su diseño y ensayos de validación están contemplados en diversas normativas, incluida las desarrolladas por la AASHTO LRFD, cuyas provisiones han sido las tenidas en cuenta en las bases de diseño de esta obra.

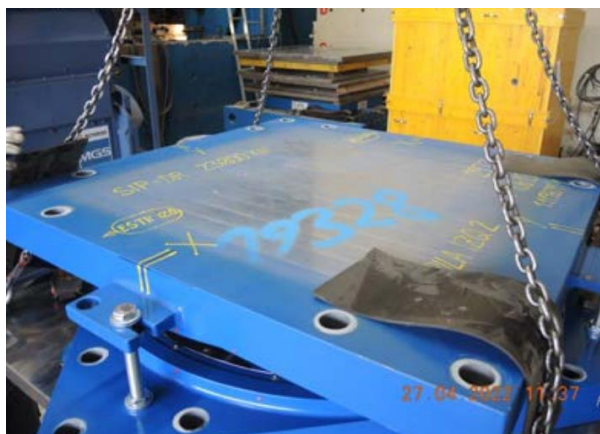


Figura 12. Ensayo de los aisladores sísmicos tipo péndulo diseñados para el Puente Colimes.

Cada aislador se ha diseñado con una capacidad de 23,800 kN a carga vertical y para resistir una carga horizontal de 3,778 kN, con desplazamientos máximos admisibles de 60 cm para la combinación de evento extremo por sismo.

Los parámetros dinámicos definidos para el sistema fueron un radio efectivo de 4,155 mm, un coeficiente de fricción dinámico del 3.0% y un amortiguamiento del 24.0%.

El período eficaz del sistema alcanza el valor de 3.16 s.

En los extremos del puente se dispusieron juntas de dilatación sísmicas con la capacidad necesaria para absorber los movimientos tanto longitudinales como transversales provocados por la capacidad de desplazamiento de los aisladores tipo péndulo durante la acción sísmica.

4. Cálculos estructurales

4.1. 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 definen elementos lineales tipo *beam* (empleados en tablero).

La obtención de esfuerzos y deformaciones se ha realizado mediante un modelo paramétrico con su geometría completa.

Se han realizado modelos locales para verificar detalles como el comportamiento de la sección transversal del puente, así como modelos parciales de las cimentaciones incorporando la interacción suelo-estructura.

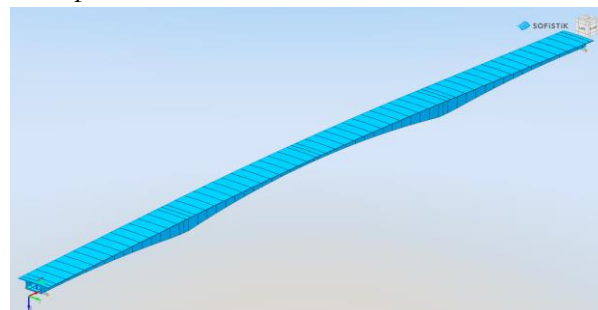


Figura 13. Modelo de cálculo global.

Los aisladores sísmicos se incluyeron a través de muelles lineales tipo *link* 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. Todas las comprobaciones de todos los elementos se hicieron como es habitual de acuerdo a la teoría de los estados límite.

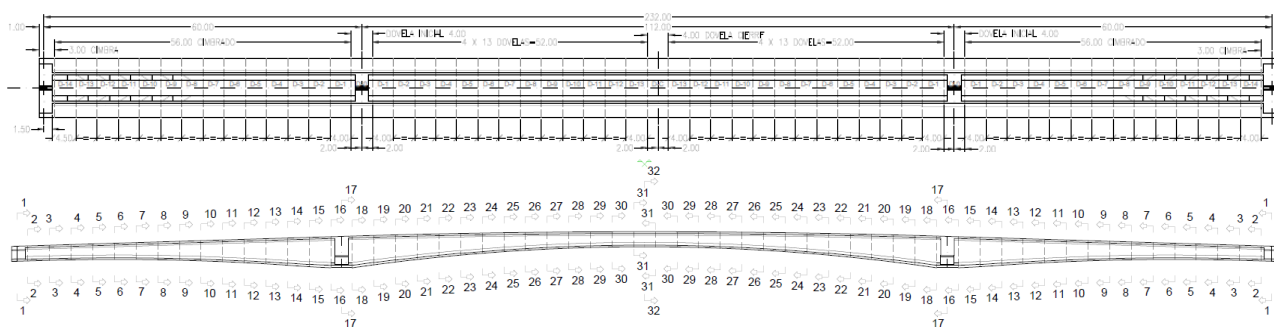


Figura 14. Definición de dovelas para la modelización del proceso de construcción.

El tablero se diseña con un pretensado interior adherente formado por unidades de tendones de 15-0.6" con una tensión de rotura $f_{pu}=1,860$ MPa.

Los cables se han agrupado en función de su posición y momento de puesta en carga en base a la siguiente disposición [2, 3]:

- Pretensado superior de proceso: Dispuesto en la losa superior de la sección para contrarrestar los esfuerzos producidos durante la construcción por avance en voladizo.
- Pretensado inferior de servicio: Definido en la losa inferior de la sección e introducido una vez se conectan los voladizos del tramo central.
- Pretensado inferior de servicio en vanos laterales: Definido en la losa inferior debido a que los vanos laterales se ejecutan sobre cimbra y, por lo tanto, esta zona del tablero requiere de un pretensado convencional para controlar los esfuerzos de flexión.

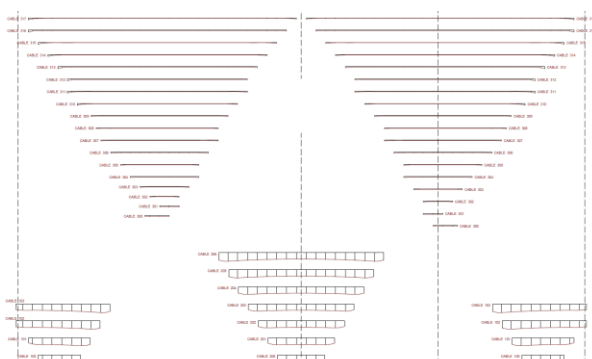


Figura 15. Elevación de los cables de pretensado de proceso y de servicio del Puente Colimes.

A partir del modelo global de cálculo y de las fases del proceso de construcción descritas en

el apartado 5, se elaboró un modelo de cálculo de proceso evolutivo teniendo en cuenta todas las fases de tesado de cada uno de los cables de pretensado necesarios para garantizar la seguridad durante el proceso de construcción y durante el servicio de la estructura. Con ello se consigue tener en cuenta la redistribución de esfuerzos como consecuencia de los efectos reológicos con un método paso a paso.

El cálculo del proceso de tesado de los cables del tablero durante el avance en voladizo del tramo principal y de la cimbra dispuesta en el tramo lateral, se dividió en 61 fases, en las que se tuvieron en cuenta los siguientes condicionantes de cálculo:

- Consideración de un peso del carro de avance de 80 T.
- Suposición de la edad del hormigón al desencofrarse de 7 días para la estimación lo más preciso posible de los efectos reológicos de fluencia y retracción [4].
- Desapeo de los vanos laterales al alcanzar la dovela 9.

Todos los anclajes superiores del pretensado superior de proceso se dispusieron en el frente de dovela, en la cartela superior o en el alma de la sección.

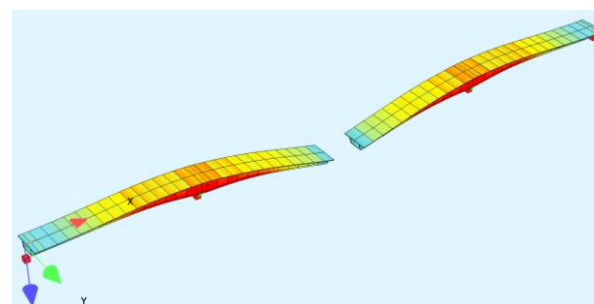


Figura 16. Modelo evolutivo del proceso de construcción por avance en voladizo.

Otro estudio particular realizado, tal y como se ha comentado, fue la evaluación de los esfuerzos con el objetivo de dimensionar la armadura transversal del tablero con un modelo local de elementos tipo *shell* (lámina).

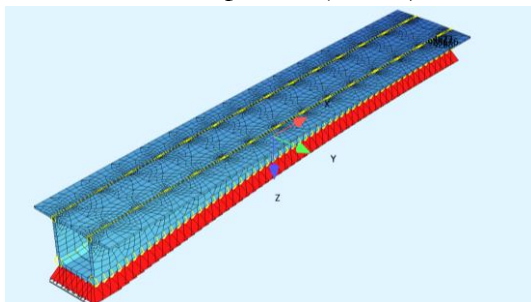


Figura 17. Modelo evolutivo del proceso de construcción por avance en voladizo.

Se modelizó medio vano principal y se consideraron las cargas normativas de temperatura, retracción y fluencia, sobrecargas de uso y carga permanente.

4.2. Interacción suelo-estructura

Durante la fase de proyecto se detectó que en varios apoyos de la estructura existía potencial de licuefacción del suelo y se realizaron estudios específicos de interacción suelo-estructura con cálculos no lineales que obligaron a implementar medidas de mitigación y protección.

El potencial de licuefacción del suelo afectaba a estribo y pila de la margen derecha y a la pila izquierda. Se estudiaron dos tipos de efectos que podía producir la licuefacción del terreno:

1. Efecto de las deformaciones esperadas debido a la fricción negativa sobre pilotes en los estratos licuables.
2. Estudio de la respuesta de los pilotes frente a cargas laterales mediante un análisis de interacción suelo – estructura (Lateral spreading o escurrimiento lateral).

La forma de modelización de la respuesta estructural de los pilotes frente a cargas laterales ha sido mediante un análisis no lineal empleando curvas de transferencia de carga horizontal (Curvas P-y) a diferentes profundidades, de tal

manera que se tuvo en cuenta la representación lo más exacta posible del comportamiento no lineal de los diferentes estratos, [5].

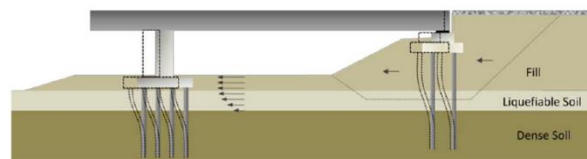


Figura 18. Esquema del escurrimiento lateral considerado en la interacción suelo-estructura. [5]

Para el análisis de la hipótesis de carga en condiciones de sismo, se emplearon curvas de transferencia modelando el suelo considerando su degradación de resistencia lateral debido al fenómeno de licuefacción. Este efecto se modelizó como un perfil de deformaciones inducido en los pilotes.

Una vez que se realizó el análisis, se determinó que las condiciones pésimas desde el punto de vista estructural en las cimentaciones fueron las hipótesis de carga en condiciones de sismo con suelos licuados. Este efecto puede provocar esfuerzos adicionales en los pilotes en zonas que no se estima que sean solicitadas por las hipótesis de cálculo en resistencia o en evento extremo con sismo sin licuefacción.

Alguno de los resultados obtenidos fueron que, en la pila derecha, los momentos flectores alcanzaban los 19,388 kNm, siendo máximos en la cabeza de los pilotes y a una profundidad de unos 13.00 m, localización más elevada por la mayor rigidez global a flexión que suministra el encepado con dos filas de pilotes. Además, los desplazamientos máximos en cabeza de pilote llegaron a alcanzar los 27 cm.

En base a dichos resultados, se diseñó un sistema de mitigación de la pérdida de resistencia de suelos arenosos una vez se ha producido el efecto de la licuefacción. Este sistema consiste en utilizar drenes sísmicos (“earthquake drains”), compuestos por una tubería de PVC ranurada empacado en gravas finas de tamaño uniforme. El sistema permite desalojar rápidamente el exceso de presión de poros, antes de que éste pueda interrumpir totalmente la transferencia de carga entre partículas.

5. Proceso de construcción

La ejecución de un puente por voladizos sucesivos consiste en la utilización de un procedimiento constructivo basado en la construcción del tablero mediante dovelas sucesivas, empleando la parte ya construida para soportar el peso propio de las dovelas siguientes, así como el peso del encofrado y del carro de voladizos que es, a su vez, la estructura portante encargada de resistir el peso del encofrado y del hormigón fresco de la dovela vaciada [6].

Una vez la resistencia del hormigón de la dovela vaciada ha alcanzado un valor adecuado, se procede al tesado de la misma respecto de la anterior o de las anteriores convirtiéndose en un elemento autoportante que sirve de soporte a la siguiente dovela.

Es un procedimiento constructivo asociado a puentes de gran luz partiendo de un punto fijo a partir del cual establecer la progresión de la construcción del tablero, también aplicado en la ejecución de puentes arco o puentes atirantados. La ejecución del tablero se independiza del suelo una vez realizadas las pilas y estribos mediante encofrado convencional.



Figura 19. Construcción del tramo central por avance en voladizo con carros de avance.

En el caso del Puente Colimes, la construcción del vano principal se planteó descompensado debido a que los vanos extremos se podían realizar mediante cimbra convencional dada la poca altura existente entre la rasante de la vía y el terreno. Por lo tanto, existía la posibilidad de emplear medios de construcción habituales sin necesidad de diseñar o de plantear medios extraordinarios de estabilización.

Durante todo el proceso de construcción se llevó a cabo el control geométrico del tablero.



Figura 20. Construcción del tramo lateral mediante el empleo de una cimbra cuajada.

Los vanos laterales se ejecutaron con un desfase mínimo de 12.00 m con respecto al avance en voladizo del vano central, con la idea de equilibrar el peso del carro de hormigonado con suficiente seguridad. La longitud de las dovelas es de 4.00 m y se dispone de una dovela de cierre de la misma longitud, 4.00 m.



Figura 21. Detalle de los carros de avance empleados.

El cierre del vano central se realizó con dicha dovela de cierre dividida en dos partes, cada una de 2.00 m, desplazando uno de los carros hacia atrás y empleando el encofrado de uno de ellos para su ejecución.

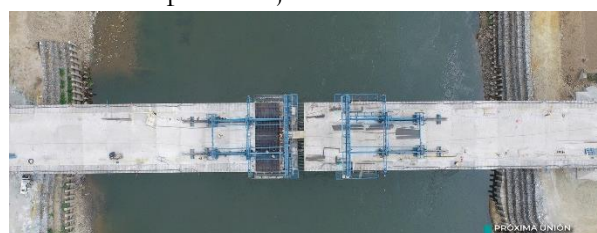


Figura 22. Hormigonado de la última dovela previa al cierre del vano central.



Figura 23. Vano central finalizado y posterior desmontaje de los carros de avance en voladizo.



Figura 24. Vista general del Puente Colimes.

7. Cuantías principales

Tabla 1. Valores de cuantías principales.

Material	Valor	Unidad	Cuántía
Hormigón tablero	2,131	m ³	0.83 m ³ /m ²
Acero pasivo tablero	337,095	kg	158 kg/m ³
Acero activo tablero*	89,510	kg	35 kg/m ²

(*) Acero de alto límite elástico de baja relación ASTM A416, calidad 270.

8. Ficha técnica

- **Propiedad:** Prefectura del Guayas.
- **Contratista:** SUDINCO.
- **Projectista:** Carlos Fernández Casado S.L. Sucursal Ecuador.
- **Supervisión:** Prefectura del Guayas.
- **Asistencia técnica al contratista:** PONDIO Ingenieros.
- **Aisladores sísmicos:** MAURER SE.

Referencias

- [1] Muñoz Rojas, J., Giganto Fernández, J., Valero Barat, M., *Puente Chamorro sobre el río Matagente en Ica, Perú*. IX Congreso de ACHE. Madrid, 2025.
- [2] Martínez Cutillas, A., Navarro Gonzalez-Valerio, J.A., *Viaducto sobre el río Narcea en la Autovía A-63 de Oviedo a La Espin*. VIII Congreso de ACHE. Madrid, 2022.
- [3] Muñoz Rojas, J., Fernández Alonso, S., Miguez, C., *Proyecto modificado del viaducto de la A-54 sobre el río Miño en Lugo*. VIII Congreso de ACHE. Madrid, 2022.
- [4] Manterola, J. (2006) *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, España, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas.
- [5] Caltrans, 2012. *Guidelines on Foundation Loading and Deformation Due to Liquefaction Induced Lateral Spreadin*, California Department of Transportation (CALTRANS).
- [6] Iglesias, C. (2014) *Proyecto y cálculo de Estructuras de Hormigón y Acero. Volumen 2. Puentes de gran luz*. España, Editorial Síntesis.