

Puente sobre el río Chiche en Quito, Ecuador

Bridge over Chiche river in Quito, Ecuador

Juan Manuel CALVO RODRÍGUEZ

Ingeniero de Caminos

Pondio Ingenieros

Presidente

icalvo@pondio.com

Joaquín ARROYO MÁRQUEZ

Ingeniero de Caminos

Pondio Ingenieros

Director Unidad Obra Civil

jarroyo@pondio.com

Alfonso FERNÁNDEZ-PACHECO LÓPEZ-AMOR

Ingeniero de Caminos

Pondio Ingenieros

Responsable de Proyectos

afernandez@pondio.com

Fernando ROMO

Ingeniero Civil

Romo Consultores

Director

fromo@usfq.edu.ec

RESUMEN

El puente sobre el río Chiche pertenece al proyecto vial Ruta Viva de acceso al nuevo aeropuerto de la ciudad de Quito en Ecuador. Se trata de un puente pórtico de tres vanos con dos pilas en V, con una luz entre arranques de las pilas de 210 metros. La longitud total del puente es de 314 metros. El tablero es de hormigón pretensado con sección cajón, y su vano principal tiene una luz de 174 metros. El vano principal del tablero se ha construido por avance en voladizos sucesivos con dovelas hormigonadas in situ. El diseño del puente frente a sismo se ha realizado empleando apoyos pendulares de fricción triples.

ABSTRACT

The bridge over Chiche river is in Ruta Viva road project, which provides access to new airport of Quito in Ecuador. It is a frame bridge with three spans and two V-shaped piers, span length between piers is 210 meters. The total length of bridge is 314 meters. Bridge deck is made of prestressed concrete and has a box-shaped cross-section, and its main span is 174 meters length. Main span bridge has been constructed by successive cantilevers using in situ concrete segments. Seismic design has been achieved by mean of using triple friction pendulum bearings.

PALABRAS CLAVE: puente pórtico, voladizos sucesivos, apoyos triple esféricos.

KEYWORDS: frame bridge, cantilever method, triple friction pendulum bearings.

1. Concepción de la tipología estructural del puente

En Octubre de 2012 la empresa constructora Puentes y Calzadas resulta adjudicataria de la obra de carretera Ruta Viva, que da acceso al nuevo aeropuerto de Quito, en Ecuador. El proyecto de la carretera incluye la construcción de un viaducto sobre el río Chiche. El emplazamiento del puente sobre el valle del río tiene algunas particularidades que hacen que el puente resulte singular.

En primer lugar se indica que el valle del río presenta un perfil en forma de V con pendientes muy verticales, además la carretera atraviesa el valle a una altura aproximada de 130 metros sobre el cauce del río.

El diseño original del puente, sobre el que las empresas constructoras presentaron la oferta base para el concurso, estaba formado por tres vanos de 84+154+84 metros, y se planteaba su construcción mediante dovelas in situ con avance en voladizo. Las pilas resultaban de 75 metros de altura, por lo que las cimentaciones se encontraban a unos 83 metros por debajo de la rasante de la carretera. Resultaba necesario acometer importantes excavaciones y estabilizaciones en las dos laderas para ejecutar estas cimentaciones.

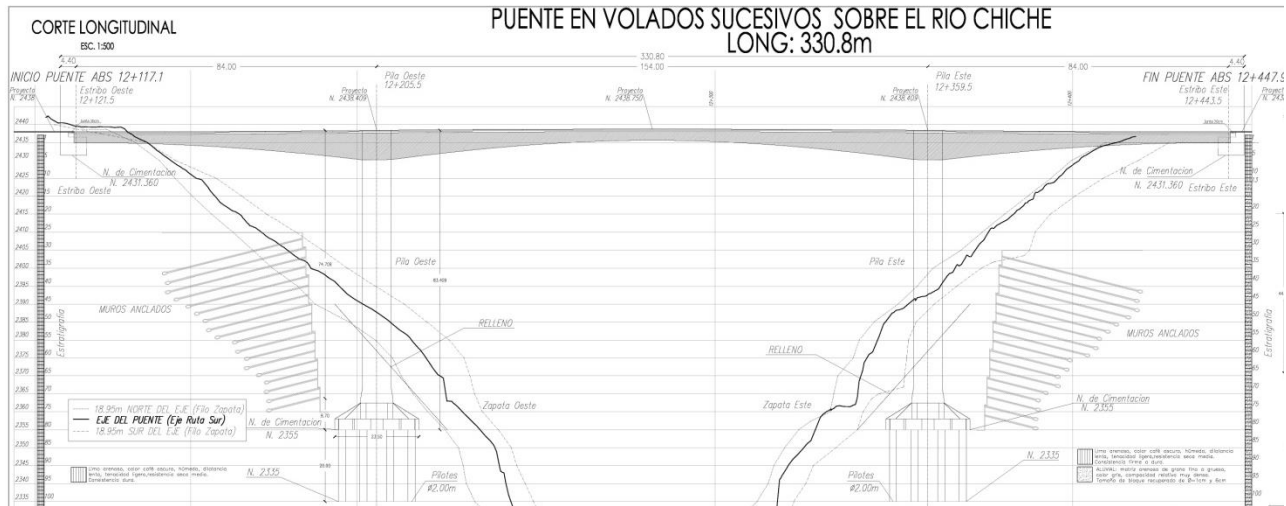


Figura 1. Diseño original del puente.

Estudios de geotecnia posteriores desaconsejaron realizar estas excavaciones en las laderas, por lo que se hizo necesario buscar soluciones alternativas que en la medida de lo posible mantuvieran la idea del encaje inicial, pero solucionararan el problema de la cimentación a cotas tan profundas de las laderas.

El terreno de las laderas situado por encima de la cota inicial prevista para las cimentaciones resultó tener una capacidad portante apreciable, si bien no tan elevada como para encajar un puente con arco inferior al tablero, nos permitió plantear un puente pórtico cuya cimentación se encontraba a unos 45 metros por debajo de la rasante. Con esta propuesta se minimizaba notablemente la afección a las laderas.

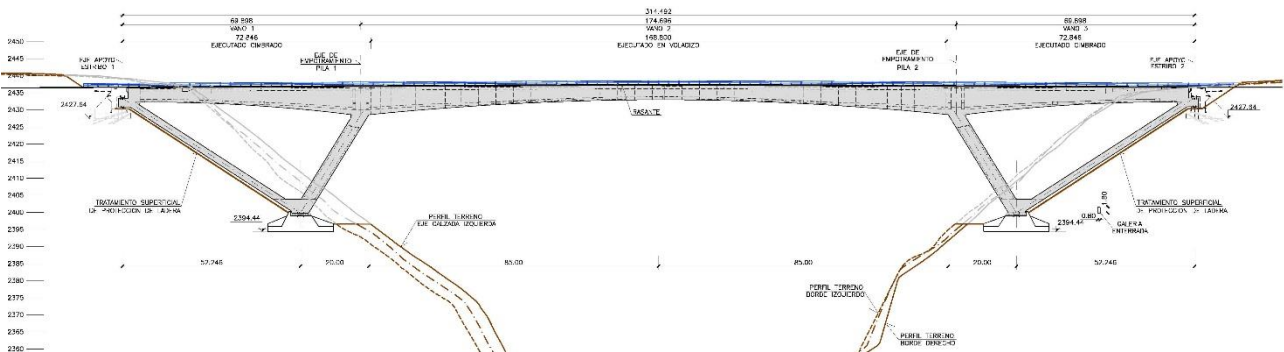


Figura 2. Diseño propuesto.

Esta propuesta fue la que finalmente se construyó, y su diseño fue realizado de manera conjunta por Pondio Ingenieros y Fernando Romo.

2. Descripción de los elementos del puente

2.1. Plataforma de la carretera

La carretera está formada por dos calzadas separadas de 14.0 metros de ancho cada una. Cada calzada aloja tres carriles de 3.65 metros, dos arcenes de 0.50 metros y dos aceras de 1.025 metros. La separación entre calzadas es constante de 2.35 metros. Se trata de dos puentes paralelos idénticos.

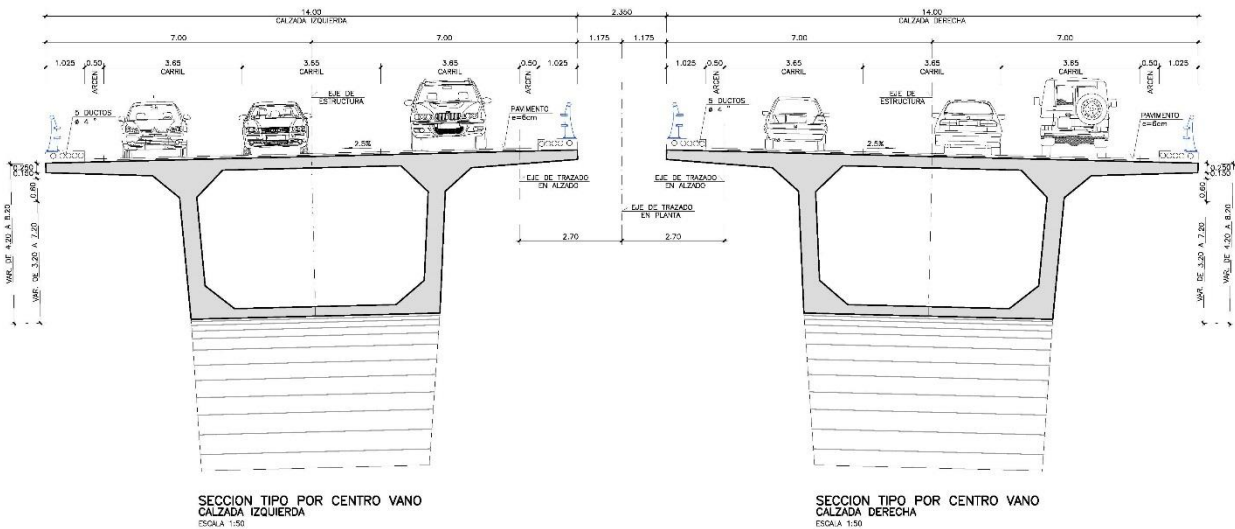


Figura 3. Plataforma de la carretera.

2.2. Geometría general del puente

En planta los dos puentes son rectos, y en alzado la rasante presenta una pendiente longitudinal muy pequeña del 0.50%. Cada calzada tiene un peralte constante del 2.50%.

El puente está formado por un dintel continuo de canto variable que apoya en dos pilas, denominadas células en el proyecto, con forma de V, lo que le confiere la tipología de puente pórtico.

Los vanos del tablero son 70+174+70 metros, por lo que la longitud total del puente entre estribos es de 314 metros. La distancia entre arranques de las cimentaciones de las pilas es de 210 metros. Las zapatas de ambas pilas están a la misma cota y situadas a unos 45 metros por debajo de la rasante.

2.3. Tablero

Como se ha indicado anteriormente cada puente está formado por tres vanos, siendo la luz del vano central de 174 metros. La tipología de tablero es de sección cajón de hormigón pretensado. El canto del tablero es variable desde 8.20 metros en arranques de las patas frontales de las pilas hasta 4.20 metros en el centro de vano principal y en los estribos. La variación del canto del tablero se realiza según una parábola de segundo grado.



Figura 4. Vista general de los puentes terminados.

El tablero se encuentra empotrado en las dos patas de cada pila en V y articulado al giro en su apoyo en los estribos.

Las principales características de la sección transversal del tablero son las siguientes:

- almas inclinadas de espesor constante de 45 cm,
- el fondo del tablero es de ancho variable, midiendo 6.0 m en la sección de máximo canto y 6.55 m en la sección de canto mínimo. El espesor del fondo es variable para adaptarse al nivel de compresiones de la flexión global del tablero. El espesor máximo es de 1.50 m en la sección de canto máximo y de 0.25 en la sección de canto mínimo.
- el forjado superior vuela 3.50 m respecto a la cara exterior de las almas y mide 6.098 metros entre caras interiores de las almas. Su espesor es variable, siendo constante de 30 cm entre almas, y variando desde 40 cm hasta 25 cm en los dos voladizos exteriores. Para poder alojar las placas de pretensado del tablero la unión de las almas con el forjado superior cuenta con importantes cartelas.

El tramo central se construyó mediante avance en voladizos sucesivos, y cuenta con dovelas de longitud variable para adaptarse a la capacidad mecánica de los carros de dovelas. Las dovelas empiezan midiendo 2.80 metros en los arranques del tablero donde el canto del tablero es mayor y hacia el centro del vano acaban midiendo 5.10 m, puesto que su peso se ha reducido notablemente.

2.4. Células en V

Las células son de hormigón armado. Cada célula del puente está formada por una pila frontal y una pila dorsal. Las inclinaciones de cada pila, medidas sobre la horizontal, son de 58 grados para la frontal y de 33 grados para la dorsal. Las células disponen de dos apoyos en su base, para asegurar la estabilidad frente a momentos transversales.

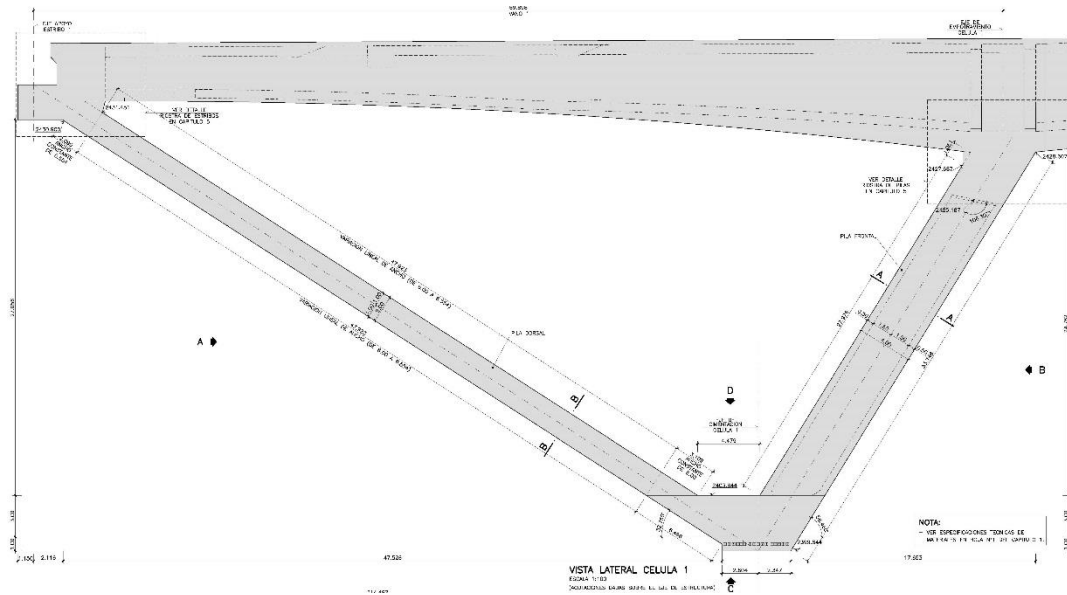


Figura 5. Alzado de la célula.

La sección transversal de la pila frontal es rectangular hueca de dimensiones 6.0x4.0 metros que se mantienen constantes en su altura. El espesor de los tabiques es también constante de 50 cm.

La pila dorsal es rectangular maciza de dimensiones 6.0x2.0 metros. En el caso de la pila dorsal resultó muy beneficioso darle peso para tratar de reducir las reacciones verticales ascendentes en los estribos.

La llegada de la pila dorsal al tablero coincide con la riostra de apoyo del tablero en los estribos. Debido a la relación de luces del tablero, y también al efecto del sismo, se hizo necesario disponer un apoyo invertido en los estribos para asegurar la estabilidad del tablero.

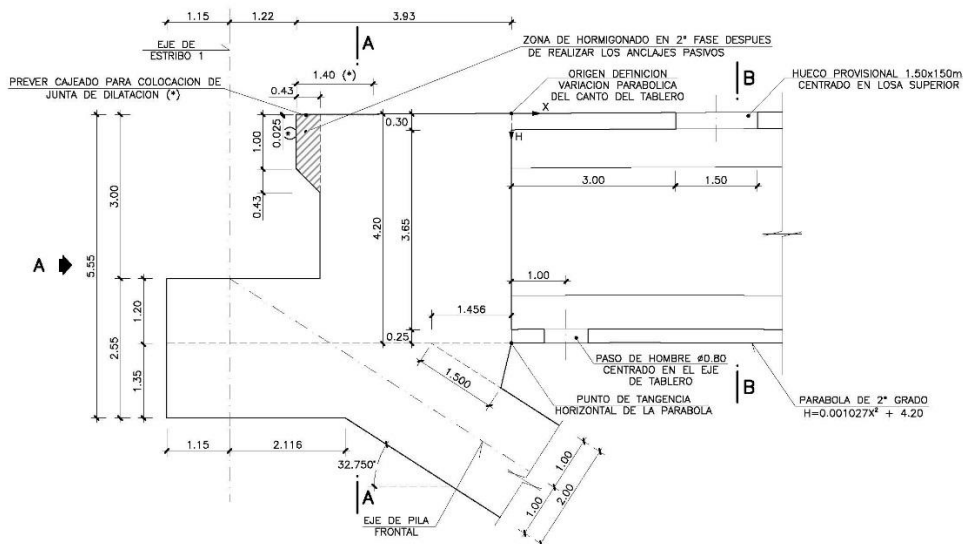


Figura 6. Detalle de apoyo del tablero en estribos.

El nudo inferior de conexión de las dos pilas tiene 4.0 metros de canto y un ancho en su base de 4.95 metros. Debido a que la reacción de los apoyos inferiores es muy elevada, se hace necesarios disponer en su parte inferior un pretensado de barras que haga de tirante para introducir las cargas verticales a los dos apoyos.

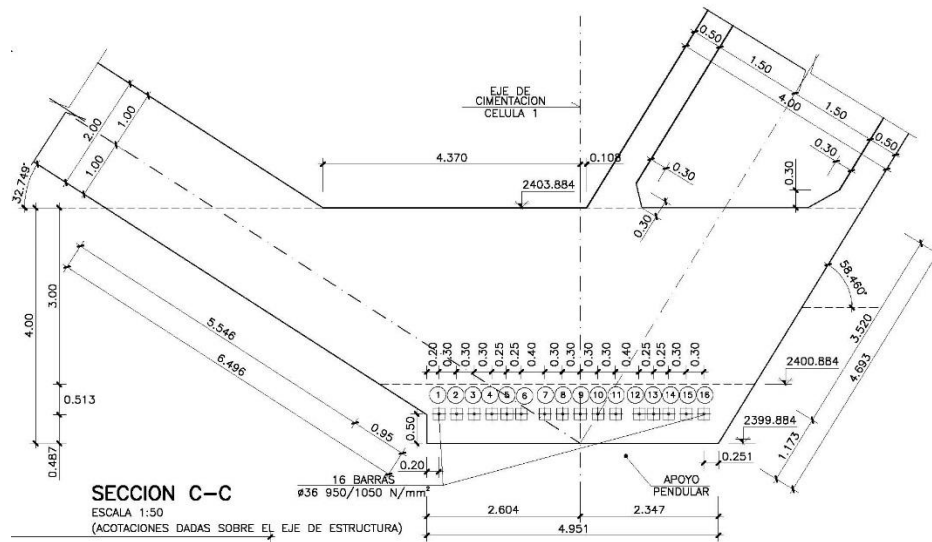


Figura 7. Detalle del nudo inferior de las células

La cimentación de las células se ha diseñado mediante unas zapatas de dimensiones en planta 15.90x19.20 metros. El canto es variable, siendo el máximo bajo los apoyos de 5.80 m y en los bordes de 1.50 m. La capacidad portante del terreno resultó ser de 0.40 MPa.

2.5. Estribos

Los estribos son cerrados de hormigón armado y tienen una altura aproximada de 11.0 metros. Su cimentación es directa con una capacidad portante del terreno de 0.40 MPa. Los estribos tienen la particularidad de contar con unos anclajes al terreno para asegurar la estabilidad al deslizamiento para la situación de sismo.

Debido a la importancia de las reacciones transmitidas por el tablero es necesario disponer barras pretensadas tanto verticales para suspender la reacción ascendente del tablero como horizontales para hacer de tirante de la ménsula corta del apoyo invertido del tablero.

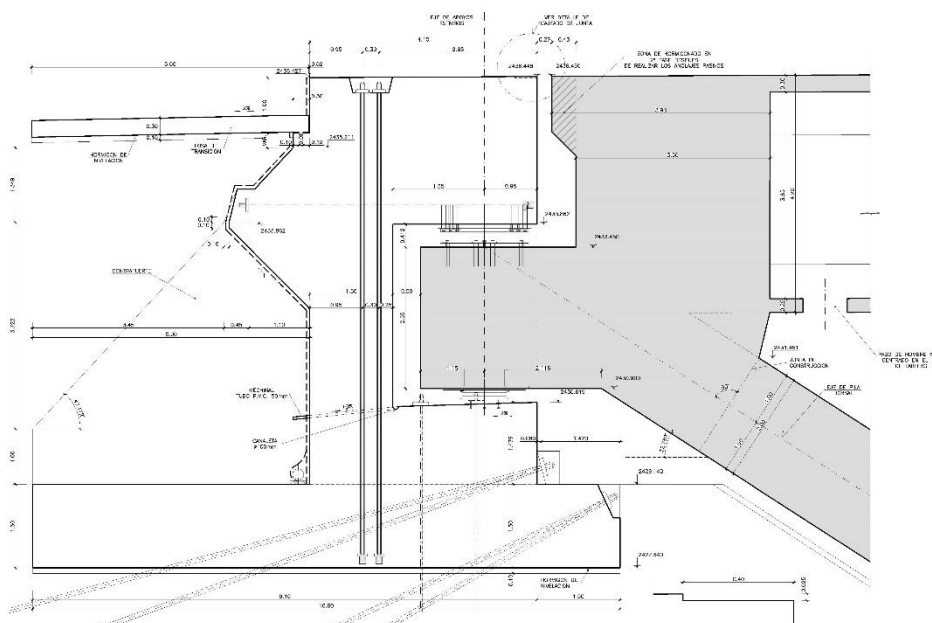


Figura 8. Alojamiento del tablero en el estribo.

2.6. Apoyos del puente

La zona donde se encuentra el puente tiene una sismicidad muy elevada. Se ha diseñado el puente frente a sismo mediante el empleo de apoyos de fricción triple esféricos en la base de las células. En cada célula se han dispuesto dos apoyos con una capacidad de carga vertical de 88.000 kN. Los apoyos esféricos han sido fabricados y ensayados por la empresa EPS [1].

Debido a que los apoyos esféricos se disponen en la base de las células, se consigue aislar sísmicamente toda la masa del puente. El periodo propio del sistema de aislamiento que se consigue está próximo a los 3.0 segundos, obteniéndose un desplazamiento máximo de 213 mm para sismo.

Los apoyos del tablero en los estribos son de tipo POT, puesto que se llevó a cabo un análisis que concluyó que disponer apoyos también esféricos en los estribos no aportaba ventajas en cuanto a mejorar el aislamiento frente a sismo, y al contrario, aumentaba las reacciones verticales en los apoyos de las pilas.



Figura 9. Ensayo de un apoyo triple esférico en la fábrica de EPS en California (USA)

3. Análisis estructural

Para el diseño del puente se realizó un modelo de elementos finitos tipo barra con el software SOFISTiK [2]. En este modelo se consideraron los siguientes aspectos:

- Modelización de todas las fases del proceso constructivo, consideración de la edad de puesta en carga y activación de los diferentes elementos del tablero.
- Modelización de todos los apoyos provisionales de las cimbras para la ejecución de los vanos laterales,
- Modelización de todos los tendones de pretensado del tablero,
- Análisis no lineal en el dominio del tiempo del sismo, mediante la modelización del comportamiento de los apoyos esféricos y mediante la utilización de acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de diseño.

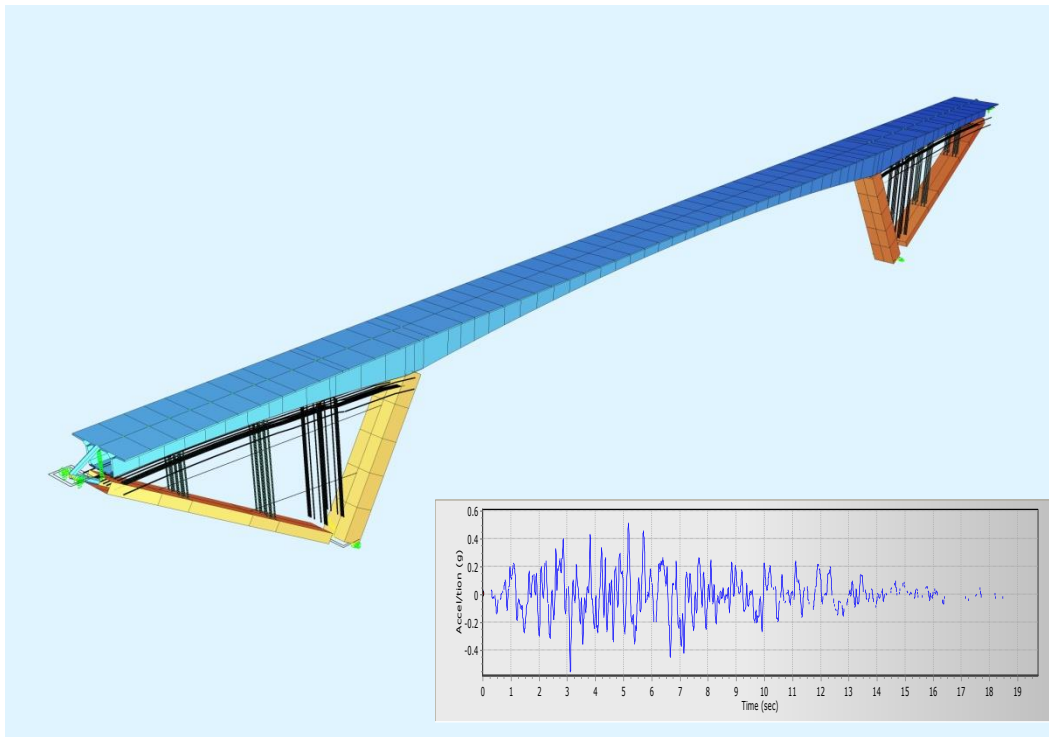


Figura 10. Modelo de elementos finitos y acelerograma artificial.

Mediante un único modelo evolutivo del puente se analizó el estado tensional del tablero para encajar el pretensado y se determinaron los esfuerzos de diseño para verificar la resistencia de las secciones. También se dimensionaron los desplazamientos y reacciones en los apoyos esféricos, que posteriormente fueron chequeados y validados por EPS [1]

4. Proceso constructivo

La pila dorsal de las células se hormigonó contra la ladera, una vez hecha la excavación superficial de la misma. Para el hormigonado de la pila frontal se empleó un encofrado trepante y se dispusieron unos tirantes entre las pilas frontal y dorsal para controlar los desplazamientos de la pila frontal durante su hormigonado.

A la vez que se hormigonaba la pila frontal, se dispusieron unas torres metálicas para apeo de una cimbra, apoyadas éstas en la pila dorsal, que sirvieron para hormigonar el tablero en los vanos laterales. Las torres se mantuvieron como apeo del tablero una vez descimbrado el mismo, con el objeto de ahorrar pretensado de positivos en el vano lateral, pues a puente terminado este vano tiene flexión negativa.

Simultaneando ambos trabajos se consiguió terminar prácticamente a la vez la pila frontal y el tablero que cierra las células. Construidas las dos células de cada puente, se podía comenzar con los trabajos de ejecución de dovelas en el vano principal. Para ello se emplearon cuatro carros en los dos puentes.

A medida que se ejecutaban dovelas, las torres que sirvieron de apeo a los vanos laterales se iban quedando sin reacción y podían ser retiradas.



Figura 11. Hormigonado de la pila frontal.



Figura 12. Hormigonado de los vanos laterales.



Figura 13. Instalación del carro de dovelas.



Figura 14. Ejecución de dovelas con carros.

Los dos puentes se construyeron en 12 meses, y los rendimientos que se consiguieron obtener en obra fueron excepcionales. Para ello fue necesario diseñar un proceso constructivo que permitiera simultanear numerosos trabajos y también fue necesaria una ingente labor de coordinación y optimización de tajos por parte de la obra. Así, por ejemplo, cada célula se completó en cinco meses desde la cimentación hasta su parte de tablero. Se llegaron a alcanzar ciclos de ejecución de una dovela cada cuatro días. Las 36 dovelas que forman el vano principal se finalizaron en tres meses.

Agradecimientos

En primer lugar tenemos que agradecer a la empresa PUENTES Y CALZADAS su confianza a la hora de encargarnos el proyecto de un puente tan importante. No menos importante ha sido su apoyo y participación muy activa durante la gestación del proyecto y sobre todo durante su construcción, aportando esfuerzo e ideas y llevando a la realidad las nuestras.

Tenemos que agradecer de manera especial la participación del ingeniero Fernando Romo, sin su ayuda este proyecto no habría salido adelante.

Por último queremos agradecer en general la ayuda prestada a la empresa EPS y de manera particular a su presidente Victor Zayas por su ayuda a la hora de revisar nuestros resultados.

Referencias

[1] Earthquake Protection Systems, Inc. www.earthquakeprotection.com

[2] SOFISTIK AG, FEM, BIM and CAD Software. www.sofistik.com