

Viaducto Conagua en el tren interurbano México-Toluca

Conagua Bridge

Guillermo Ayuso Calle^{*, a}, Lucía Fernández Muñoz^b y Raúl González Aguilar^c

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

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

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

RESUMEN

El viaducto Conagua está ubicado en Ciudad de México cerca de Manantiales de Santa Fe y forma parte del tren interurbano México-Toluca. El viaducto tiene una longitud de 515.50 m y está formado por 5 vanos de 100+200+100+57.75+57.75 m. El puente alberga dos vías y tiene un ancho de 15.19 m.

Se ha planteado un puente atirantado con las torres en forma de “V” de manera que tenemos cuatro haces de tirantes por torre. Cada haz tiene 13 tirantes, siendo el número de torones en los tirantes entre 27 y 61. La sección transversal es un cajón tricelular de hormigón, de canto constante igual a 3.75 m.

ABSTRACT

Conagua bridge is located in Ciudad de Mexico near Manantiales de Santa Fe and is part of the Mexico-Toluca Interurban Railway. The viaduct has 515.50 m long and is formed by 5 spans of 100+200+100+57.75+57.75 m. The bridge houses two railway lanes and has a width of 15.19 m.

A cable-stayed bridge has been proposed with the towers in a “V” shape so that we have four bundles of stays per tower. Each bundle has 13 stays, the number of strands in the stays are between 27 and 61. The cross section is a three-cell concrete box girder, with a constant depth equal to 3.75 m.

PALABRAS CLAVE: atirantado, viaducto de ferrocarril, alta sismicidad, amortiguador.

KEYWORDS: stayed cable, railway bridge, high seismicity, damper.

1. Planteamiento general de la estructura

El viaducto Conagua está situado en Ciudad de México cerca de Manantiales de Santa Fe, en el lado suroeste de la ciudad, y forma parte del tren interurbano México-Toluca (TIMT).

El viaducto tiene una longitud de 515.50 m y debe salvar una zona con alto valor ecológico por lo

que se ha planteado un viaducto de luces grandes de forma que se respete dicha zona. Por ello se ha planteado un viaducto atirantado de 5 vanos y luces 100+200+100+57.75+57.75 m. El puente alberga dos vías y tiene un ancho de 15.19 m. El puente en su zona final enlaza con otra estructura del TIMT, por lo que ambas comparten la pila 6.

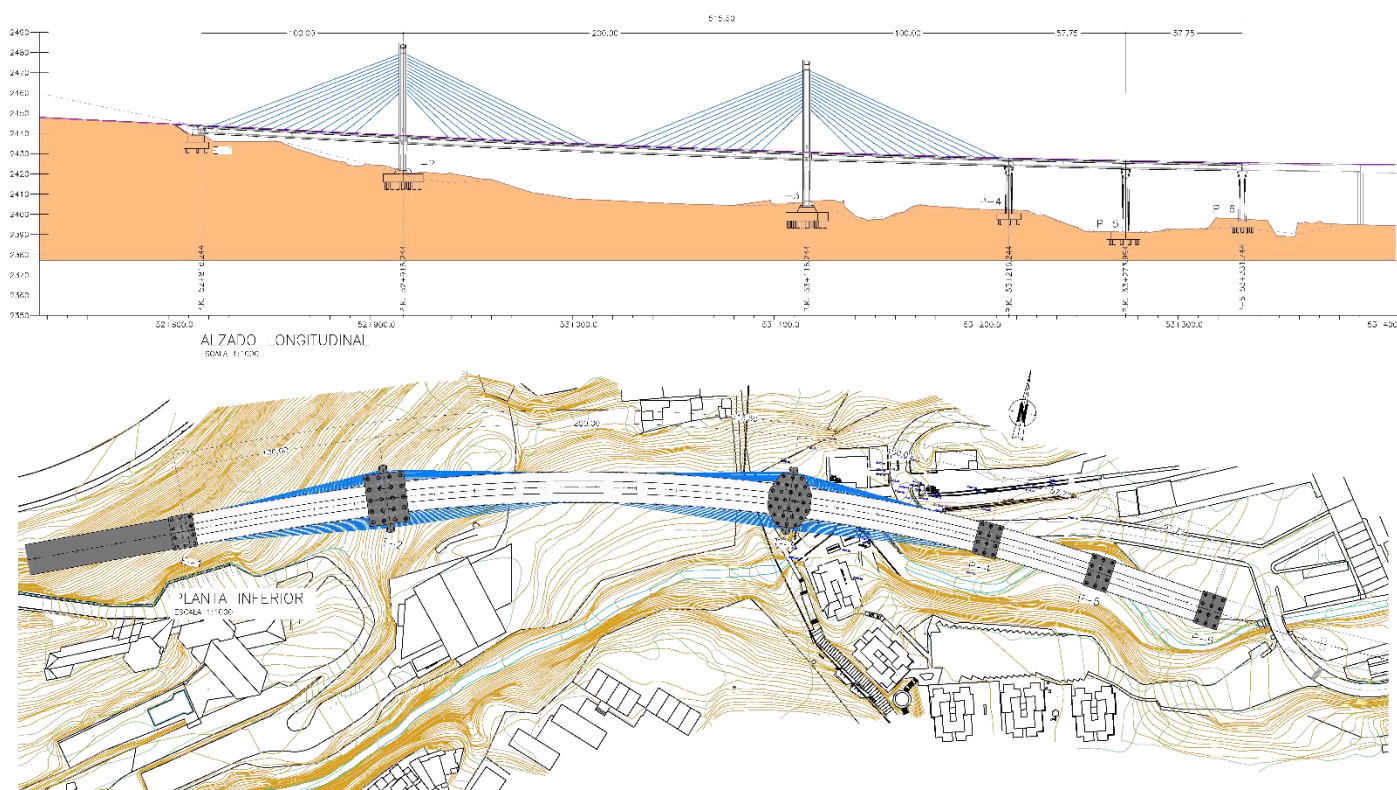


Figura 1. Planta y alzado generales del viaducto

2. Estructura del viaducto

Planteadas las dimensiones generales del viaducto es necesario plantear el tipo de estructura a adoptar. La luz del segundo vano de 200 m obliga a un puente de gran luz, por lo que los tipos aplicables se reducen a las soluciones de estructura superior: atirantado, colgado, o arco superior. De todas ellas se ha optado por una estructura atirantada dado que pensamos que es la que mejor se ajusta.

Decidido el tipo de estructura, dentro de los puentes atirantados se plantean dos posibilidades: bien atirantarlo en los bordes del tablero o bien en el eje con un solo plano de tirantes. En este caso hemos optado por la solución de irnos a los bordes

del tablero para no tener que cambiar el trazado de las vías en la zona de viaducto atirantado. Se disponen 4 haces de 13 tirantes por torre, siendo el número de torones entre 27 y 61.

Un problema fundamental que se plantea en la estructura de este viaducto es su resistencia a los efectos debidos a los sismos, que en esta zona son de una intensidad alta. Para este fin se han dispuesto 4 amortiguadores en el estribo 1 de constante 3000 kN/(m/s) y parámetro alfa 0.10, de forma que se reduzcan las solicitaciones debidas al sismo. En cuanto a los apoyos se ha optado por colocar apoyos esféricos en estribo, torres y pilas. Los apoyos son libres en estribo, torres y pila 4, disponiendo apoyos verticales para recoger la carga transversal, mientras que en pila 5 y 6 se ha

dispuesto un apoyo libre en el lado de intradós y un apoyo guiado en el lado de extradós.

3. Descripción del viaducto

Una vez definido el tipo de estructura, es necesario definir los distintos elementos que la componen.

3.1. Cimentos

El terreno donde está ubicado el viaducto no tiene buenas condiciones y a su vez en la zona de las torres hay corrientes de agua que han complicado mucho la ejecución de la cimentación.

La cimentación se ha resuelto mediante pilotes de 1.50 m de diámetro en estribo y pilas, y de 1.80 m de diámetro en torres. A continuación describiremos cada una de las cimentaciones.

En el estribo se han dispuesto 12 pilotes de 1.50 m de diámetro y 20 m de longitud, con un encepado de 16.50 m de ancho por 12 m de largo y un canto de 3 m. En la torre 2 hay 20 pilotes de 1.80 m de diámetro y 20 m de longitud, el encepado tiene unas dimensiones de 25.20 m de ancho por 19.80 m de largo y un canto de 4 m. En esta torre hubo muchos problemas en la ejecución de los pilotes y hubo que añadir 7 pilotes más de 1.80 m de diámetro para reemplazar los pilotes que se rechazaron.

En la torre 3, debido a que estábamos muy cerca del arroyo hubo que hacer una cimentación octogonal con 28 pilotes de 1.80 m de diámetro y 30 m de longitud. La cimentación tiene un ancho de 26.38 m con un largo de 21 m y un canto de 4 m.

En las pilas 4 y 6 se dispusieron 12 pilotes de 1.50 m de diámetro y 20 m de longitud. Los encepados tienen unas dimensiones de 16.50 m de ancho por 12 m de largo, con un canto de 3 m.

En la pila 5 se plantearon 12 pilotes de 1.50 m de diámetro y 27 m de longitud. El encepado tiene unas dimensiones de 13.50 m de ancho por 14.40 m de largo, y 4 m de canto.

Al igual que en torre 2 hubo muchos problemas en la ejecución de los pilotes y hubo que añadir un pilote de 1.50 m de diámetro en pila 4, 2

pilotes de 1.50 m en la pila 5 y 3 pilotes de 1 m de diámetro en la pila 6.

3.2. Pilas

Las pilas tienen alturas comprendidas entre los 23 m de la pila 4 y los 30.40 m de la pila 5. La sección de las pilas es un cajón de hormigón de 0.50 m de espesor con chaflanes en las esquinas de 0.50 m. El cuerpo de la pila se genera desde la cota superior de la misma con una sección de 6 m de ancho por 3 m de largo que varía en la altura en sentido longitudinal con una pendiente 1:70 y en sentido transversal 1:50. En los últimos 4 m superiores la sección es maciza y se agranda en sentido longitudinal hasta una dimensión de 4.60 m, generando una «cabeza» en la zona superior.

Las cargas transversales que hay en la pila 4 son muy elevadas y no era posible resistirlas con un apoyo guiado como en las pilas 5 y 6, por lo que esta pila tiene un rebaje en su zona central de forma que se puede introducir un tetón que sale del tablero y disponer apoyos verticales tipo POT para resistir dichas cargas.

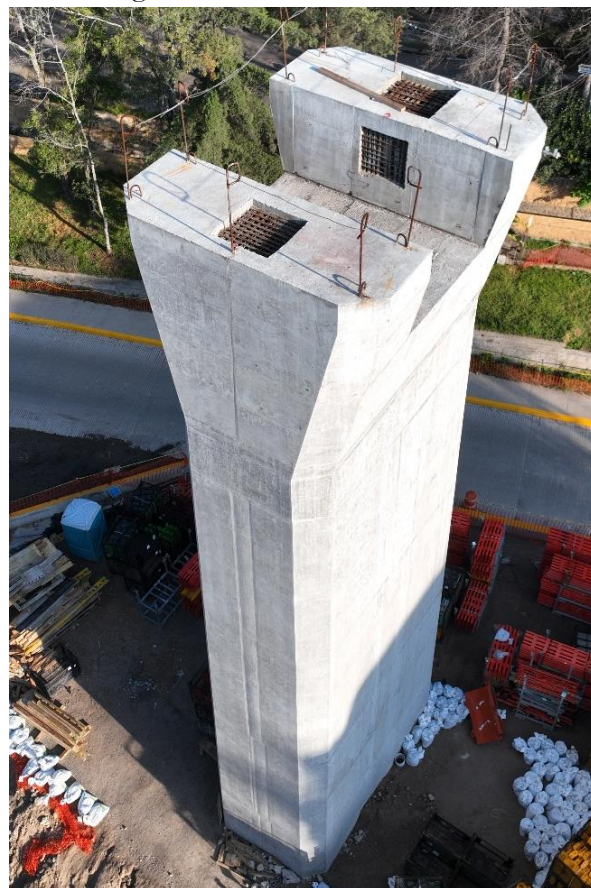


Figura 2. Pila 4

3.3. Torres

Las torres están formadas por dos brazos en «V» con un ángulo entre ellos de 20° . Para considerar las mismas como un único elemento ambas torres tienen la misma altura y geometría desde el tablero, variando la altura de la parte inferior en función del terreno. Las torres desde tablero tienen una altura de 45.90 m, siendo la altura total de 64.60 m en la torre 2 y 75.50 m en la torre 3. Los brazos de las torres se encuentran unidos por una riostra, donde se apoya el tablero, de 3.50×3.50 m.

La sección de la torre es variable hasta aproximadamente la riostra, manteniéndose constante a partir de esta. La sección es un cajón de hormigón con unas dimensiones de 3 m en sentido transversal y 4 m en sentido longitudinal, con paredes de espesor 0.70 m. En el interior de los brazos se alojan los anclajes de los tirantes. A su vez a la sección se le añade un taco en sentido transversal de 1.0×3.0 m que se dispone a lo largo de la torre.

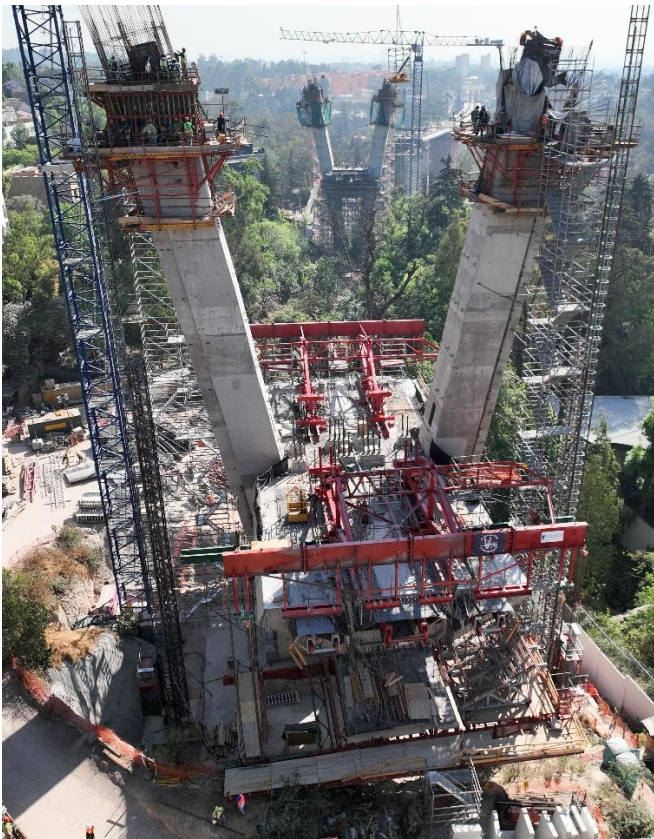


Figura 3. Vista de torres

El problema fundamental de estas torres, que es común a otros puentes de este tipo, es el efecto de los anclajes de los cables traseros y delanteros,

situados en las caras opuestas del interior de los brazos. Esto genera una tracción en las caras laterales de los brazos, y flexiones en las caras frontales, porque los anclajes se apoyan en su eje. Estos efectos han obligado a hacer un cajón metálico interior, que resiste estas tracciones y las flexiones que generan los anclajes de los tirantes al transmitir la carga en el eje del cajón. Estos cajones están conectados al hormigón de la torre, y llevan incorporados las placas de anclaje. El cajón es continuo a lo largo de la torre por lo que soporta también cargas verticales.



Figura 4. Armario en torre

3.4. Tablero

El tablero es un cajón trapecial postensado con tres células de hormigón con canto constante a lo largo del puente de 3.75 m. El ancho del tablero es 15.2 m, siendo el ancho de la base 6 m. Las almas interiores del cajón son verticales de espesor 0.50 m. Se decidió no disponer imposta por lo que los bordes de la sección se achaflanaron 0.97 m en vertical y 0.35 m en horizontal, de forma que se genera una arista a lo largo de todo el tablero.

Los bordes de la sección se han macizado en la zona entre el estribo 1 y la pila 4 debido a la presencia de los tirantes, de forma que se disponen en esta zona los anclajes. Entre pila 4 y pila 6 no está ese macizado en el interior.

La geometría del trazado en planta no es recta lo que ha complicado la definición geométrica de los anclajes de los tirantes. El anclaje del tirante se sitúa

en un tronco de pirámide que queda en parte remetido en el tablero y parte queda por fuera. Para una definición correcta fue necesario desarrollar un software con el que se definía la geometría de los tacos de anclaje en el tablero. También se usó para la definición de los armarios de las torres y los anclajes superiores de los tirantes.

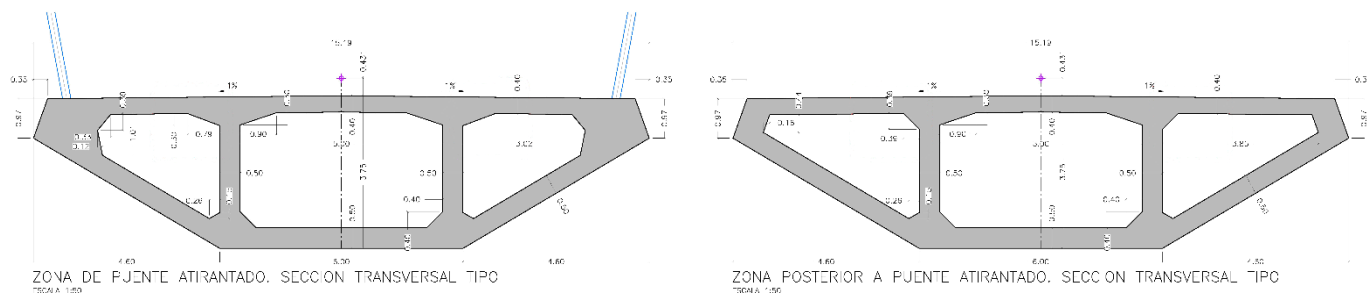


Figura 5. Sección transversal del tablero

El tablero a su paso por las torres ha sido necesario recortarlo para que pasara entre los brazos. Esto se hizo así para intentar meter los haces de tirantes en el plano de los brazos de las torres. Esto no se consiguió completamente dado que el trazado del puente es curvo.

Para poder realizar inspecciones en el interior del tablero se han dispuesto pasos de hombre en las riostras accediendo por el estribo 1. A su vez para poder acceder a las células laterales se ha dispuesto un paso en las almas de la sección en cada uno de los vanos, salvo en el vano principal que se han dispuesto dos.

3.5. Estribo

El estribo además de servir de apoyo al tablero debe permitir los movimientos longitudinales y coaccionar los movimientos transversales debidos al sismo.

El estribo está en el vano de compensación del puente atirantado, por lo que hay reacciones verticales de tiro que hay que resistir. Para ello se ha diseñado un estribo que pueda recoger tanto las cargas verticales de compresión y tiro, así como las cargas transversales. Esto se ha realizado disponiendo unas «uñas» donde se disponen los apoyos para resistir el tiro. A su vez la riostra del tablero tiene forma de «T» invertida.



Figura 6. Vista superior de la zona de estribo con los amortiguadores

A su vez el estribo debe alojar a los amortiguadores por lo que se ha previsto una cámara para ello y a su vez para poder acceder al interior del tablero. La colocación de

amortiguadores implica unos desplazamientos del orden de ± 200 mm.

4. Estudios especiales

Los amortiguadores para el cálculo sólo deben considerarse cuando actúan cargas rápidas como son las sísmicas. Frente a cargas no sísmicas no introducen ningún esfuerzo en la estructura. Dado el carácter no lineal de los amortiguadores el cálculo que se debe realizar para su consideración es no lineal paso a paso en el tiempo. Para la realización de este tipo de cálculo es necesario la definición de los acelerogramas. Éstos se obtuvieron a través de la plataforma Sistema de Acciones de Diseño (SASID) del Instituto para la Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de México. En esta plataforma se generan para la ubicación de la estructura las parejas de acelerogramas a emplear en el cálculo. Dado que el período en el sitio es igual a 0.5 s se tuvieron que considerar 8 parejas de acelerogramas. Los acelerogramas obtenidos son 4 de profundidad intermedia y 4 de subducción.

Para poder considerar la acción sísmica con el resto de las hipótesis consideradas en el cálculo de la estructura, se obtuvieron para cada barra los esfuerzos. Al ser un cálculo no lineal no se pueden sumar directamente. Para obtener los esfuerzos a considerar hay que calcular para cada una de las barras de la estructura la media de los esfuerzos

obtenidos para cada pareja de acelerogramas sintéticos, multiplicando dicha media por el coeficiente

$$c_N = 1 + \frac{0,352}{\sqrt{N}}$$

Siendo N el número de conjuntos de acelerogramas empleados.

Con dichos valores se conformó la hipótesis sísmica a considerar en el cálculo lineal de la estructura. Del modelo no lineal se obtuvieron los desplazamientos con los que definir la junta a disponer en el estribo 1 y pila 6, así como los parámetros a facilitar al fabricante de los amortiguadores, tales como la velocidad y desplazamientos que son necesarios para el diseño de estos elementos.

5. Proceso de construcción

El proceso de construcción seguido en este puente es por avance en voladizos. Se han planteado tres voladizos, uno para cada una de las torres y el tercero en la pila 5. Se han empleado 3 parejas de carros para su construcción.

Las dovelas tienen una longitud de 6 m para los voladizos de las torres y de 4.75 m para los voladizos de la pila 5. Los carros son de 130 t de peso para unas dovelas que pesan del orden de 50 t/m.

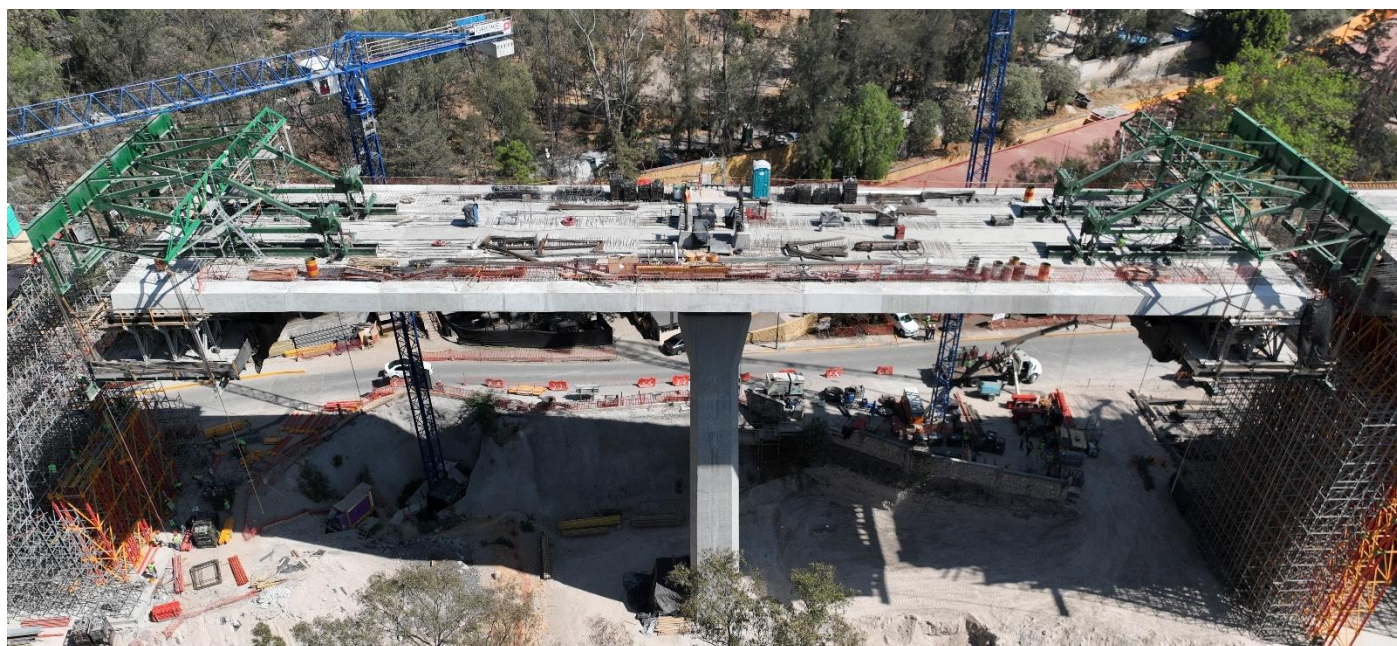


Figura 7. Voladizos de pila 5

El proceso consiste en construir el estribo, las pilas y las torres, estas últimas se finalizan durante la ejecución de los voladizos planteando como condición para la instalación de los tirantes que siempre haya al menos 8 m de torre por encima.

Los voladizos de las torres tienen un total de 17 dovelas cada una, de las cuales las primeras tres junto al estribo 1 y las últimas 2 junto a pila 4 se construyen con cimbra. La dovela de cierre del vano principal tiene una longitud de 3 m

Los voladizos de pila 5 están formados por 7 dovelas que se unen mediante dos dovelas de cierre de 2.75 m de longitud a los tramos construidos con cimbra en pila 4 y pila 6.

Para la construcción por voladizos se bloquearon los mismos en torres y pila 5 mediante un pretensado provisional que luego se retira.

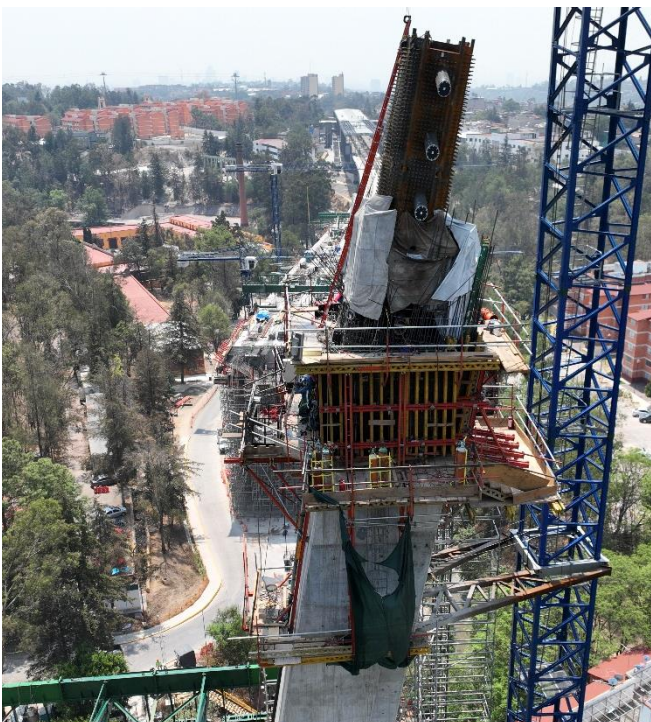
Las torres se construyeron mediante trepas y se les dio contraflecha para lo cual fue necesario ir dando coordenadas en las diferentes fases del proceso, tanto para la colocación de los armarios como de los encofrados para el hormigón. Dado que la construcción de las torres se convirtió en camino crítico se puso como condición que se podían tesar los tirantes siempre que hubiera como mínimo 8 m de torre construidos por encima del tirante.

Figura 8. Construcción de torre 3 con armario

Otro de los puntos importantes en la construcción del tablero era la colocación de los tubos de encofrado de los tirantes y de los mogotes donde se anclan. Dado que durante la construcción la geometría del tablero va cambiando es necesario fijar las coordenadas de los tubos de forma que estén bien orientados para el enfilado del tirante. Por ello se transmitían a obra las coordenadas de los tubos y mogotes a partir de una nivelación que se realizaba justo antes de colocar los tubos.



Figura 9. Tubos de los tirantes en la zona del estribo



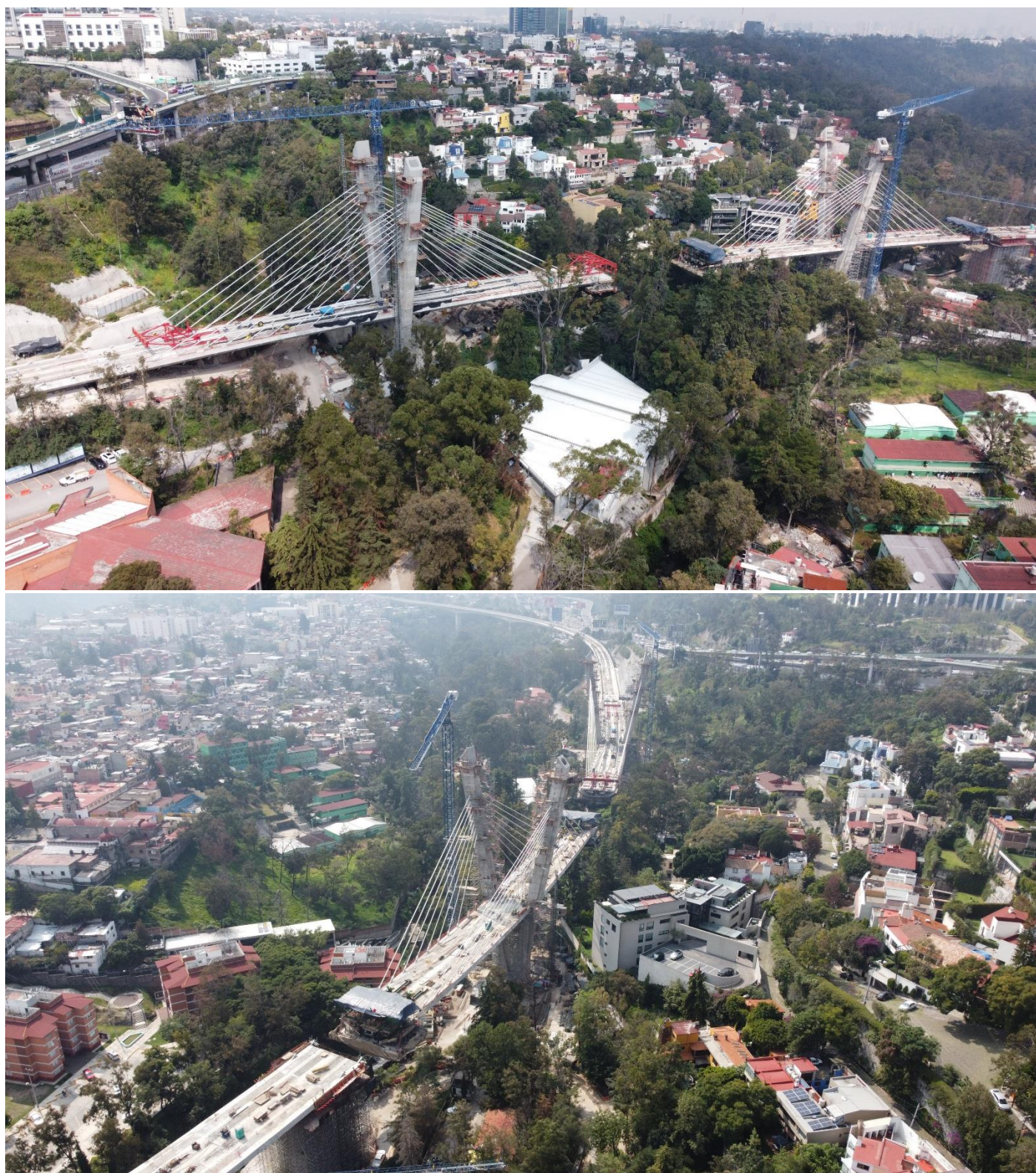


Figura 10. Vista general de la obra

Agradecimientos

La construcción del puente ha sido posible gracias al siguiente equipo:

Propiedad: Secretaría de Infraestructura,
Comunicación y Transporte de
México

Proyecto: Carlos Fernández Casado, S.L.
PONTIX Ingeniería y Construcción
S de RL de CV

Construcción: UTE ICA-IDINSA

Supervisión: Sener