

Construcción del Puente General Arce (El Salvador)

Construction of General Arce Bridge (El Salvador)

Fátima Otero Vieitez ^a, Juan Rodado López ^b, Jose Ramón Castelo Alvite ^c, Juan Antonio Gómez Pallares ^d, Manuel Verdes Montero ^e

^a Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Grupo Puentes. Directora General Técnica. fotero@grupopuentes.com

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Grupo Puentes. Director Técnico de Ingeniería. j.rodado@grupopuentes.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Puentes Infraestructuras. Gerente de Obras. jrcastelo@grupopuentes.com

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Puentes Infraestructuras. Gerente de Proyectos. jagomez@grupopuentes.com

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Puentes Infraestructuras. Jefe Oficina Técnica. mverdes@grupopuentes.com

RESUMEN

La construcción del Puente General Arce ha supuesto un hito en la construcción de El Salvador. No sólo se trata del puente con el vano más largo del país, sino que se trata de un puente transfronterizo que dotará de una mejor comunicación entre El Salvador y Guatemala. Consiste en un puente de 243 m de longitud, con un ancho de tablero de 20.30m, donde 173 m se ejecutan por avance en voladizo mediante una pareja de carros de dovelas de 320 ton de capacidad y los 70 m restantes, son lastres para evitar el levantamiento de los estribos. La singularidad de la estructura se completa con el sistema de apoyos sismorresistentes y un total de 234 micropilotes en estribos y lastres.

ABSTRACT

The construction of the General Arce Bridge has been a milestone in El Salvador's construction development. Not only it is the bridge with the longest span in the country, but it is also a cross-border bridge that will improve communication between El Salvador and Guatemala. It consists of a 243 m long bridge with a deck width of 20.30m, where 173m are carried out by cantilever construction with a pair of 320 ton. segment travellers and the remaining 70 m are counterweights to prevent the abutments from lifting. The uniqueness of the structure is completed by the seismic resistant bearings system and a total of 234 micropiles in the abutments and counterweights.

PALABRAS CLAVE: voladizos, carro, lastres, micropilotes, estribos, hormigón.

KEYWORDS: cantilevers, traveller, counterweights, micropiles, abutments, concrete.

1. Diseño del puente

1.1 Antecedentes

Aunque este documento se centrará en la construcción del puente, no se puede obviar la fase de diseño de este, pues los condicionantes

en esta fase, influyeron en gran medida, también, en la fase constructiva.

El puente General Manuel Jose Arce se encuentra situado en la frontera natural que forma el río Paz entre El Salvador y Guatemala. El lado salvadoreño se ubica en La Hachadura, localidad al suroeste del país, a poca distancia de la cota del Pacífico.

Este puente viene a sustituir el actual puente transfronterizo Puente Internacional La Hachadura, puente metálico de cerchas de 1961, con un solo carril por sentido de 3,4m cada uno y sin aceras. Aunque fue objeto de refuerzos en 1989, el puente no cumple las condiciones de cargas de la normativa actual, pues la carga de camiones de cálculo en 1961 era de 27ton y actualmente, pasan camiones de 36ton.

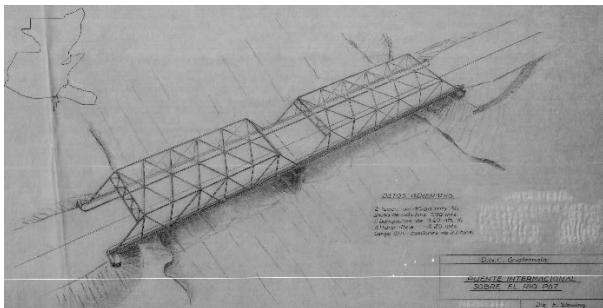


Figura 1. Proyecto realizado a mano del puente existente.

Este puente soporta el 45% de las exportaciones salvadoreñas al país vecino, pero por limitaciones necesarias de carga, no pueden pasar camiones por ambos sentidos a la vez, de manera que en el lado guatemalteco hay hasta 5 zonas de aparcamiento para camiones, y en el lado del Salvador, que no tiene ese espacio, las colas de acceso a la frontera podían alcanzar los 18 km.



Figura 2. Paso de camiones por el puente metálico.

La climatología también ha jugado un papel fundamental, puesto que en la estación lluviosa (de mayo a octubre), el nivel del río Paz sube de manera acusada, y llega a alcanzar la cota del tablero del puente debido al escaso gálibo vertical de este; de manera que, por seguridad, el tráfico debe cortarse.

Todo esto llevó a un acuerdo entre los gobiernos de ambos países para acometer un nuevo puente que cumpliera con los estándares actuales y que solucionase los problemas de transporte existentes, tanto de mercancías como de personas.



Figura 3. Nivel del río Paz en estación lluviosa.

1.2 Condicionantes al diseño

El nuevo puente, que pasó a denominarse Puente General Manuel José Arce, o Puente General Arce, se debía ubicar lo más próximo posible al puente actual, para que la conexión con la carretera existente, denominada Carretera del Litoral, fuese lo más sencilla posible.

Esto obligó a que no existiesen numerosas alternativas, ya que, sobre todo en el lado de El Salvador, la propia población de La Hachadura, que fue desarrollándose en los laterales de la carretera, constreñía el posicionamiento del puente, tanto en posición en planta, como en su ancho, ya que la plataforma del puente tenía que recoger dos carriles de circulación por sentido,

así como dos aceras para el paso de personas, que hasta ese momento, se alternaban con los vehículos en la circulación sobre el puente.



Figura 4. La Hachadura.

En relación a la luz del puente, este debía salvar completamente el río y tener en cuenta las subidas de nivel del mismo, pero a la vez, no se podía considerar un puente de vanos múltiples para que no se produjesen incrementos presupuestarios.

Por ello, se licitó el diseño de un puente de un vano mínimo y único de 160m sobre el río. El puente se enmarcaba en la ejecución de un tramo nuevo de la Carretera del Litoral con una longitud de 1.4 km en total y un trazado mejorado.

1.3. Diseño del puente

Durante la fase de diseño inicial, se optó por encajar un puente con una luz sobre el río de 173 m y dos vanos de compensación de 40.30 m cada uno ejecutándose el resto de los accesos al puente mediante terraplenes con muros de tierra armada. Debido a su escasa longitud, estos vanos de compensación se materializaron como lastres o contrapesos para evitar esfuerzos de tracción en los estribos y para arriostrar el tablero durante la ejecución de los voladizos.

Para poder aumentar el gálibo vertical del puente, y evitar los problemas generados por las crecidas del río, se optó por un acuerdo vertical convexo, con una pendiente longitudinal del 6%. La sección transversal se resolvió mediante dos carriles de circulación por sentido, de 3.60 m de ancho cada uno y una acera por sentido de 1.20 m, resultando un ancho total de plataforma de 20.30 m.

En cuanto a las cimentaciones, se diseñaron cimentaciones directas en ambos lados del puente, con cargas admisibles de 8 kg/cm² en el lado de El Salvador y 14 kg/cm² en el lado Guatemala.

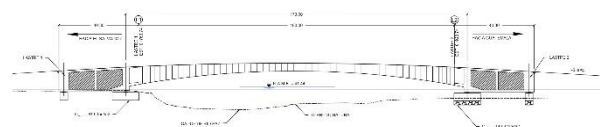


Figura 5. Encaje original del puente

Una vez se llevó a cabo la licitación de la obra y se adjudicó la misma, se llevó a cabo el estudio de amenaza sísmica específico para la zona, que aportó resultados más precisos que la simple aplicación de la norma AASHTO. Este estudio de amenaza sísmica reflejó que, para el tipo de terreno existente, se debía considerar un periodo de retorno de 1033.5 años, con unas V_{s30} de 550 y 400 m/s.

Con estos valores, se obtenían unas aceleraciones pico de 0.861g para $V_{s30}=550$ m/s, y de 0,915 g para $V_{s30}=400$ m/s.

Paralelamente, se procedió a realizar una campaña geotécnica con mayor detalle a la realizada en la fase previa a la licitación. Esta campaña detectó una gran presencia de aluviales en ambas riberas del río. En el lado de El Salvador se encontraron arcillas y limos de alta plasticidad hasta 15 m de profundidad, por debajo, toba volcánica con clastos, apareciendo nuevamente el aluvial muy grueso por debajo de la toba. En el lado de Guatemala, se encontró aluvial muy grueso hasta más allá de los 20 m en

las proximidades del río, debajo del cual se encuentra la toba a gran profundidad. Este tipo de terrenos va asociado, en el caso de un puente de las características del puente Gral. Arce, a problemas de asiento ligados a la fluencia, los efectos hidrodinámicos, y el sismo, por lo que se renunció al diseño original de zapatas, y se estudió la ejecución de cimentaciones profundas.

Debido a la existencia de aluvial muy grueso, se estudió la posibilidad de ejecutar pilotes, pero estos no llegarían a empotrarse en estrato rocoso, por tanto, su capacidad portante sería limitada, ya que solo atravesarían suelo arcilloso de alta plasticidad. Esto, unido a la dificultad de perforar los bolos de gran tamaño del aluvial hizo, que se optase por la ejecución de micropilotes.

Se decidió la solución de micropilotes de alta capacidad de carga perforados con camisa recuperable, con un diámetro de perforación de 240 mm y longitud 26 m en el lado El Salvador y 17 m en Guatemala.

A fin de aligerar la carga en las cimentaciones, se cambió ligeramente el encaje del puente, reduciendo ligeramente los vanos de compensación de 40.3 a 35 m.

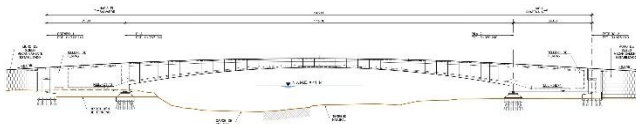


Figura 6. Encaje final del puente

También se modificaron los lastres, reduciendo sensiblemente los rellenos, pero a cambio, se proyectaron apoyos inversos y barras verticales de pretensado en ambos estribos.

Respecto al proceso constructivo, se modificó la distribución del tramo sobre el río, pasando de 27 dovelas de 3.10m por cada lado, a 16 dovelas de 5.00 m.

2. Construcción del puente

Un puente de las características del Puente General Arce, en países como España, no suelen suponer un reto técnico o de ejecución, pero, tanto en Guatemala como El Salvador, implicaba una serie de dificultades añadidas, ya que no existen numerosas empresas en el país capaces de ejecutar estas cimentaciones, los trámites burocráticos son mucho más laboriosos y, además, se debía presentar la documentación en ambos países, dándose la circunstancia de que, una vez se obtuvo la orden de inicio de los trabajos por parte del Ministerio de Obras Públicas y Transporte del gobierno salvadoreño, se detectó que, por parte del gobierno guatemalteco, los trámites llevaban un retraso más que considerable, dándose la circunstancia que aún no estaba aprobada la ejecución del puente, a pesar de haber firmado un convenio entre ambos países años antes.

Todo esto agravado por el acceso a la zona de la obra, que, si bien no se encuentra a gran distancia de San Salvador, 121km, la gran afluencia de tráfico que tiene la carretera de comunicación, su trazado y que atraviesa numerosos núcleos de población, pero rurales, hacen que el tiempo de desplazamiento pueda superar las 2 horas.

Una vez se solventaron todos estos escollos, se pudo comenzar con la obra propiamente dicha.

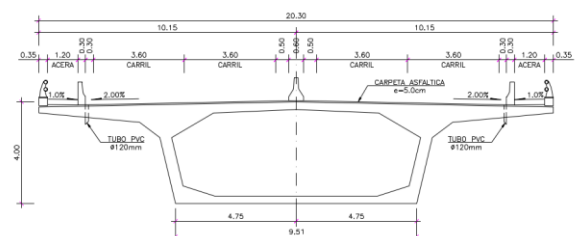


Figura 7. Sección transversal en centro de vano

2.1. Ejecución de los micropilotes

Para resistir las reacciones verticales de compresión y de tracción, así como las fuerzas horizontales que se producen a cota de terreno, la cimentación se plantea con un conjunto formado por micropilotes tanto verticales como inclinados.

Fueron precisos 80 micropilotes por estribo y 154 por pila, lo que supuso un total de 468 micropilotes.

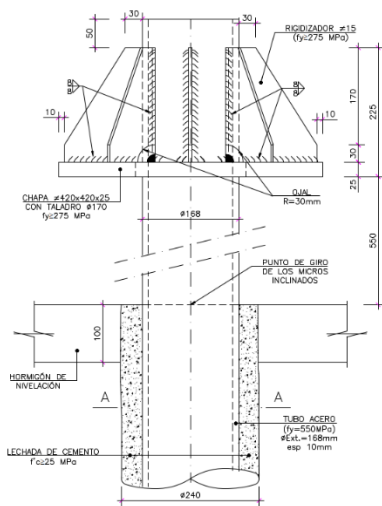


Figura 8. Definición de micropilotes.

Los micropilotes son de 240mm de diámetro, con armadura tubular de acero estructural de diámetro exterior 168 mm y 10 mm de espesor.

Para la transferencia de carga de cada uno de los micropilotes sometidos a compresión se ha dispuesto una placa de acero de 420x420x25 mm, mientras que, para resistir la tracción en aquellos micropilotes donde aparece este esfuerzo, se dispusieron adicionalmente cercos verticales anclados tanto inferior como superiormente también al armado del encepado.

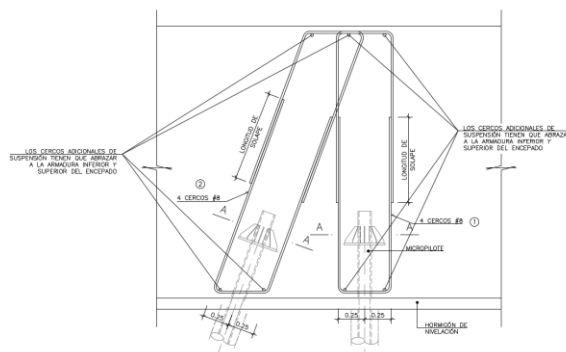


Figura 9. Detalle cercos de suspensión

El gran número de micropilotes a ejecutar hizo precisa la presencia de hasta 3 equipos de maquinaria. La logística de llevar al emplazamiento de la obra toda la maquinaria y el material, la dificultad de encontrar equipos de ejecución de este tipo de micropilotes en el país y la propia geotecnia, hicieron de esta fase una de las más complicadas, puesto que una avería en un componente de una de las máquinas, suponía muchos días de retraso.

La existencia de los bolos del aluvial provocaba que se produjesen desviaciones en el posicionamiento de los micropilotes, por lo que hubo que realizar comprobaciones estructurales adicionales. Y, además, hubo, aproximadamente, unos 10 micropilotes que, al retirar las camisas, estas no fueron recuperadas, o se produjeron roturas, por lo que hubo que definir, comprobar y ejecutar nuevos micropilotes.



Figura 10. Ejecución de micropilotes en estribo 1.

Todo esto conllevó a que la ejecución de los 234 micropilotes en el lado de El Salvador (estribo y pila 1), se alargase hasta 6 meses, y en

el lado Guatemala, para los mismos 234 metros, se tardase algo menos, 5 meses.

2.2 Ejecución de los estribos

Los estribos de este puente son singulares, pues se plantean con doble apoyo del tablero o lastre, directo sobre el encepado, e inverso sobre un dintel superior, y con muro en trasdós. La estructura del estribo se sitúa por delante de los muros de suelo reforzado que, a su vez, se prolongan con aletas en vuelta. De esta forma se consigue evitar el levantamiento del tablero en estribos, a pesar de la configuración desequilibrada de luces del puente. Es por ello por lo que los estribos se definen anclados al terreno con objeto de asegurar la estabilidad de la estructura. El tablero apoya directa e inversamente, sobre los estribos mediante 2 aparatos de neopreno - teflón tipo POT (4 en total por estribo) que permiten el deslizamiento tanto en transversal como en longitudinal. Por este mismo motivo, se dispone entre el paramento vertical en el intradós y el tablero un hueco de 50 cm longitudinalmente. Transversalmente, se dejan 1.50 m desde los paramentos laterales del intradós del estribo hasta el tablero para permitir el acceso a los apoyos para su inspección y en caso necesario sustitución.

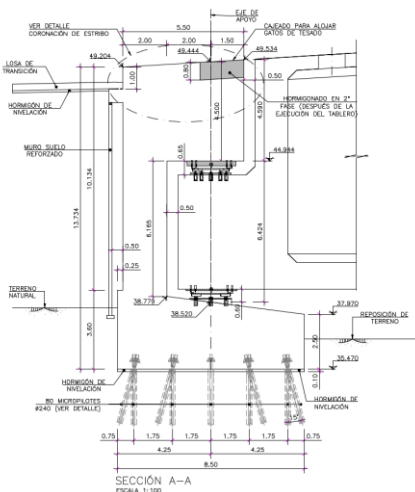


Figura 11. Sección longitudinal de estribo 1.

Situado a 50 cm desde el trasdós del estribo y cubriendo todo el ancho de este se coloca un muro de suelo reforzado que evita que los empujes de tierras del trasdós queden aplicados sobre el muro de trasdós del estribo.

2.3 Ejecución de las pilas

En cuanto a las pilas, éstas se materializan como dos apoyos intermedios de hormigón armado compuestas por un pedestal de 23x8 m con una altura de 3 m sobre el terreno.



Figura 12. Hormigonado del pedestal.

En cada pila se disponen 4 apoyos pendulares colocados transversalmente que proporcionan un sistema de aislamiento sísmico. Los aparatos de apoyo tipo péndulo deslizante consisten en una base cóncava sobre la que se coloca un patín esférico articulado y una platina de cubierta. La base cóncava tiene la función de restaurar la posición original del sistema mientras que la superficie deslizante (esfera) disipa energía por fricción. El movimiento que se produce en el dispositivo durante la acción de un sismo es similar al movimiento de un péndulo.

Los apoyos pendulares se desarrollaron en la década de 1980. Sus características principales son las siguientes:

- Permiten el desplazamiento relativo de la estructura respecto de la base en que se sustenta

- El radio de la superficie esférica determina el periodo propio de la estructura
- El periodo propio es prácticamente independiente de la masa de la estructura
- El coeficiente de fricción de la superficie de deslizamiento determina el amortiguamiento de fricción equivalente del sistema de aislamiento. Para acciones sísmicas se asume un coeficiente de rozamiento de un 3%.



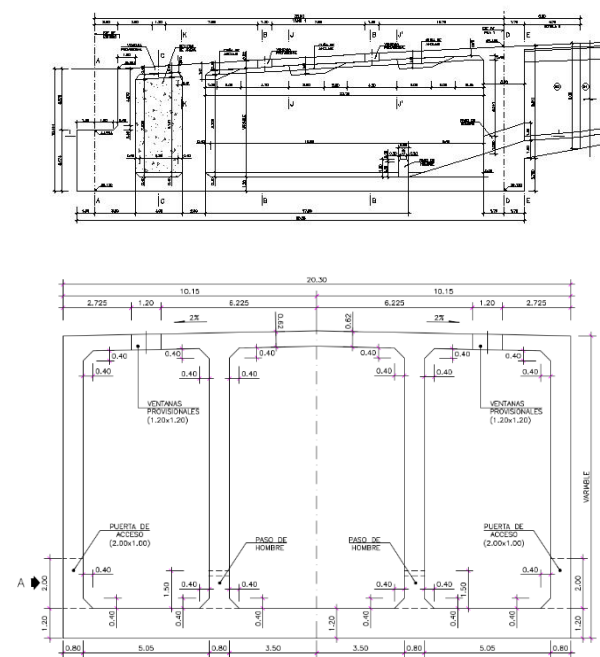
Figura 13. POTs en el pedestal.

2.4 Ejecución de los vanos laterales o lastres

La sección tipo de los vanos laterales es una sección en cajón, con ancho inferior constante de 20.30 m. Su altura varía entre 10.50 m en la zona de apoyo de estribo y 12 m en su encuentro con la sección del vano central.

La sección tiene 4 almas de 80 cm de espesor, la losa superior tiene un espesor constante de 62 cm y la losa inferior presenta un espesor 1.20 m. A medida que la losa inferior se aproxima a la zona de pila y para dar una pendiente adecuada al paso de hombre el espesor de la losa inferior crece linealmente hasta alcanzar los 3.15 m. La sección queda, de esta

forma, con tres celdas interiores huecas. Tanto en eje de pila como de estribo la sección es maciza materializándose dos riostras.



Figuras 14 y 15. Secciones longitudinal y transversal del vano lateral

A 7.50 m medidos desde el eje del estribo hacia la pila se dispone una tercera sección de 2 m de espesor maciza. La finalidad de esta sección es crear un recinto en la zona próxima al estribo de aproximadamente 4 m de ancho y unos 8 m de altura la cual se rellena de arena para compensar mediante peso las reacciones verticales que se dan en el estribo.



Figura 16. Ejecución del vano lateral

La ejecución del vano lateral incluía la ejecución de la dovela 0, de longitud 4.75 m, que

se ejecutó en paralelo al resto del vano lateral empleando cimbrado convencional y paneles de encofrado fenólico.



Figura 17. Ejecución de la dovela 0.

2.5 Ejecución del vano central

El vano central de 173 m, formado por dovelas de hasta 5 m de longitud, presenta una sección cajón de canto variable teniendo un mínimo en centro de vano de 4.00 m y un máximo en apoyo de pilas de 9.00 m.

La base inferior de la sección tiene ancho variable entre 9.51m en centro de vano y 7.14 m en pilas. Las almas son inclinadas y de espesor variable entre 0.45 m y 0.60 m, también la losa inferior presenta espesor variable entre 1.50 m en apoyos y 0.30 m en centro de vano. El encuentro entre las almas y la losa superior se proyectó con las cartelas necesarias para el adecuado anclaje de los tendones.

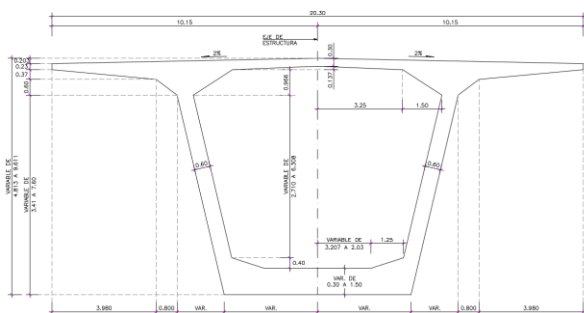


Figura 18. Sección del vano central entre dovelas 0 y 10

Para la ejecución del vano central se empleó un carro de dovelas diseñado expresamente para este proyecto, puesto que, el ancho del tablero y el peso de las dovelas de hasta 320 ton, impedían el empleo de carros convencionales.

Aunque en un primer momento se consideró el empleo de paneles de encofrado de madera o fenólicos, finalmente se optó por paneles metálicos, que, aunque aumentaban ligeramente el peso del carro, también aumentaban las prestaciones de este, pues resisten mejor los empujes del hormigón y tienen mayor durabilidad. Con esto, el peso total de cada uno de los carros era de 112 ton.

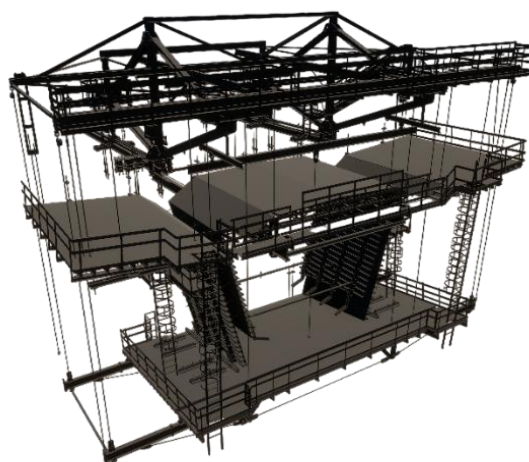


Figura 19. Modelo 3D del carro.

Las fases de ejecución del tablero fueron las convencionales en un viaducto de voladizos sucesivos:

- Nivelación del carro en la pila P1 en cota.
- Encofrado y colocación del armado de la dovela a ejecutar. Corrección de contraflechas en caso preciso y toma de datos.
- Hormigonado de la dovela. Toma de datos.
- Cuando el hormigón tenía una resistencia a compresión de 30 MPa, se procedía a la ejecución del postesado de voladizo o superior del tablero, tipo A desde el frente de fase de la dovela

hormigonada. Toma de datos y envío de los datos de los 3 estados al proyectista.

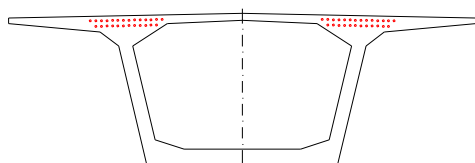


Figura 20. Postensado tipo A

- Desencofrado y avance del carro hasta el frente de la dovela.
- Continuación de los ciclos para la ejecución de dovelas desde la pila P1.
- Paralelamente, se procedía a la ejecución del lastre del vano 3.
- Montaje de carro en P2, debido a la no disponibilidad de los terrenos en Guatemala, este montaje se produjo con un desfase aproximado de mes y medio.
- Ejecución de dovelas desde la pila P1 a dovela 16.
- Desmontaje carro procedente de la pila P1.
- Avance de ejecución de dovelas desde P2.
- Ejecución de la dovela de cierre.
- Desmontaje del carro.
- Ejecución del postesado de vano o inferior tipo B.

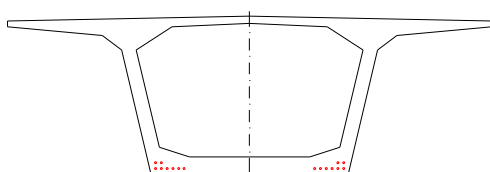


Figura 21. Postensado tipo B

- Acabados: juntas de dilatación, barandillas, etc.

2.6 Control de ejecución de las dovelas

Como en todos los tableros ejecutados por voladizos sucesivos, se preparó un exhaustivo

protocolo de control de las flechas producidas durante la construcción de las dovelas.

En cada dovela, se dispusieron tres tochos de acero como referencias, situados en una misma sección transversal (mismo PK) y dispuestos: uno en el eje del tablero y los otros dos a 50 cm del borde del tablero.

Se realizó el control tomando los datos en los tochos de las dos dovelas anteriores y la dovela que sería hormigonada. Tras el posicionamiento y nivelación del carro se procedió a la 1ª toma de datos en el denominado Estado 1. Este primer estado se correspondía con el carro en posición previa al hormigonado de la dovela (ferralla y encofrado colocados); el Estado 2 sería con la dovela hormigonada, y el Estado 3 ya con la dovela con pretensado tipo A completo.

Se llevaron a cabo controles adicionales para asegurar una rasante perfecta:

- 1) Control de las cinco primeras dovelas tras la ejecución de éstas.
- 2) Finalizado el semivano desde P1 (incluso pretensado tipo A), se realizó un levantamiento topográfico de todo lo ejecutado.
- 3) Finalizado el semivano desde P2 (incluso pretensado tipo A): se realizó un levantamiento topográfico de todo lo ejecutado.
- 4) Después de ejecutar la dovela de cierre, control de todo el tablero.
- 5) Tras el tesado de los cables B, comprobación de todas las dovelas.

La ejecución de la primera de las dovelas se hormigonó el 24 de mayo de 2024, y se hormigonó la dovela de cierre el 13 de diciembre de 2024, por lo que se tardaron menos de 7 meses en ejecutar un total de 33 dovelas. El tiempo medio de ejecución de cada dovela ha sido de 6 días, lo cual, considerando las circunstancias propias de esta obra, y el tamaño de las dovelas, ha supuesto un hito.



Figura 22. Hormigonado de la dovela de cierre.

3. Agradecimientos

Como ya se ha comentado, este puente ha supuesto un reto por muy diversos y variados motivos: se trataba del desembarco en un país nuevo; la zona presentaba desafíos importantes en materia de logística, alojamientos, acopios de materiales, accesos, etc.; la composición del suelo dificultó de manera significativa la ejecución de las cimentaciones; y las dovelas eran las mayores que la empresa había realizado hasta el momento.

Afortunadamente, se contó con una Dirección de obra, y una supervisión muy colaboradores, que comprendieron la dificultad de los trabajos y permitieron que los mismos se realizasen de manera fluida.

Pero lo más importante ha sido el equipo humano, pues sin ellos, esto no se habría conseguido.

- Consorcio constructor: UTE Puente Arce (Puentes Infraestructuras – Disa constructora)
- Dirección de obra: Ministerio de Obras Públicas y de Transporte de El Salvador
- Supervisión: Unidad ejecutora del Banco Centroamericano de Integración Económica (BCIE) y Roberto Salazar y asociados, ingenieros consultores S.A. de C.V.
- Proyecto constructivo y asistencia técnica a obra: Pondio Ingenieros.
- Especialistas de pretensado: VSL
- Suministro de apoyos: MK4
- Fabricante de los carros de dovelas: Rubrica.