Proceso constructivo y medios auxiliares del puente sobre el río Virilla en San José, Costa Rica

Erection process and auxiliary works on the viaduct over Virilla river in San José, Costa Rica

Miguel Ortega Cornejo [a], Jokin Ugarte González [b], Beatriz Ibáñez Delgado [c], Antonio Carmona Herrero [d], Piero Facchini [e]

[a] Máster Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Director de Ingeniería. IDEAM, S.A.

[b] Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Proyectos. IDEAM, S.A.

[c] Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A.

[d] Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Obra. COPISA

[e] Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Oficina Técnica. COPISA

RESUMEN

El puente sobre el río Virilla es un puente pórtico de carretera con tablero mixto de canto variable y pilas metálicas inclinadas, de 12.1 m de ancho. Con una luz total de 132.66 m, cruza el escarpado valle del río Virilla mediante 3 vanos de 39.5+54+39.16. La orografía y los condicionantes locales dificultaban la ejecución del proceso constructivo original, por lo que COPISA planteó a la administración su modificación para adaptarlo a los condicionantes existentes y a los medios disponibles. IDEAM colaboró con COPISA en las labores de ingeniería resultantes del cambio de proceso constructivo.

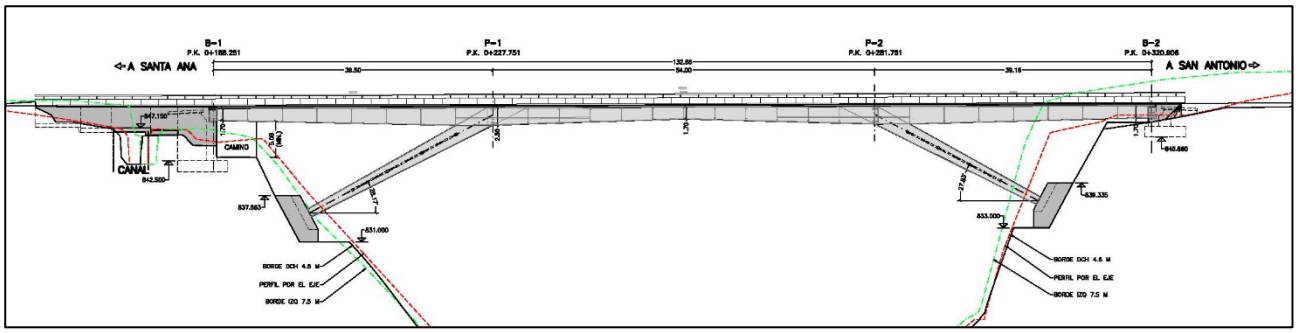
ABSTRACT

The viaduct over Virilla River is a strut frame road bridge with a steel-concrete composite deck and inclined steel piers, 12.1 m width. With a total length of 132.66 m, crosses de Virilla river's valley with a 3 spans configuration (39.5+54+39.16). The orography and the local determinants complicated the execution of the original erection process. As a result, COPISA suggested to the administration the modification of the original process to adapt it to the existing determinants and bridge construction equipment. IDEAM cooperated with COPISA in all the engineering works resulting from the change of the erection process.

PALABRAS CLAVE: puente pórtico, puente mixto, puente lanzado, abatimiento de pilas.
KEYWORDS: strut frame bridge, steel-concrete composite bridge, launched bridge, pier folding

1. Introducción

El puente sobre el río Virilla es un puente pórtico con tablero mixto de canto variable y pilas metálicas inclinadas, que cruza la escarpada depresión del río Virilla al norte de San José. Se trata de un puente de 2 carriles con una longitud total de 132.66 m repartidos en 3 vanos de luces 39.5+54+39.16, que desdobla la capacidad de la vía actual (Ruta Nacional-147), disponiendo un puente paralelo al ya existente (**Figura** 1).



El proyecto del puente sale a licitación en mayo de 2015 de la mano de la Oficina de Naciones Unidas de Servicios de Proyectos (UNOPS) y es adjudicado al consorcio formado por GINPROSA y FHECOR, que desarrollan el proyecto constructivo original., que es adjudicado a COPISA.

La complicada orografía de la zona y los múltiples condicionantes locales y de la ubicación del proyecto complicaban el proceso constructivo original, y la delegación costarricense de COPISA planteó a la UNOPS una modificación del proceso constructivo que adaptaba la construcción a los medios disponibles y a los condicionantes locales. IDEAM colaboró con COPISA en el desarrollo de la labor de ingeniería resultante de la adaptación del proceso constructivo y la definición de los medios auxiliares necesarios para la construcción.

vigas varía de 1.7 a 2.5 m, siendo máximo en la unión del tablero con las pilas y mínimo en el centro del vano central y los estribos. Las vigas metálicas se adaptan al peralte propio de la calzada, manteniendo su ala inferior a la misma cota, de manera que la viga izquierda tiene 152 mm menos de altura que la viga derecha (Figura 2).

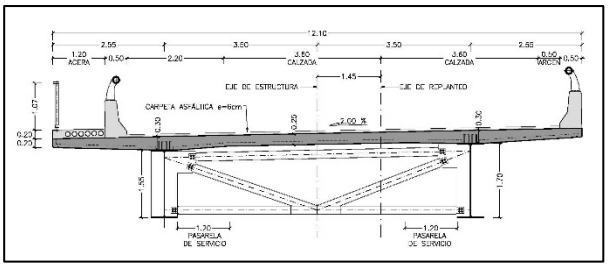


Figura 2. Sección transversal del tablero por centro de vano

2. Descripción del puente

El puente tiene un ancho de 12.1 m y está compuesto por 2 carriles de 3.6 m y un arcén interior de 2.2 m, un arcén exterior de 0.5 m, una acera de 1.2 m y 2 barreras de contención de vehículos de 0.5 m.

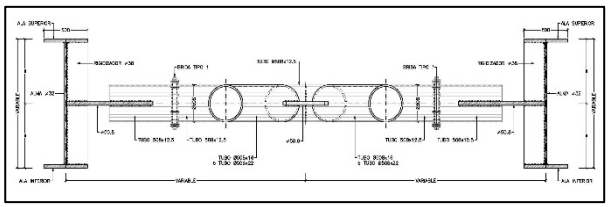
El tablero está compuesto por una sección mixta formada por una losa de hormigón de espesor variable (0.2 a 0.3 m) y 2 vigas metálicas en doble T separadas 7 m entre sí, formando una sección bijácena distorsionable (el circuito de torsión no se cierra a la altura de la platabanda inferior de las vigas). El canto de las

Las 2 vigas se encuentran arriostradas entre sí a la altura de la cabeza superior mediante una celosía horizontal para las fases de ejecución sin losa.

Las pilas del puente están formadas por 2 vigas en doble T, que parten con una separación de 2 m en el arranque en la cimentación, abriéndose hasta los 7 m de separación entre las vigas del tablero a la altura del nudo de unión entre ambos elementos (Figura 3).

En alzado las pilas tienen una inclinación cercana a los 30º con respecto a la horizontal y una longitud aproximada de 30 y 25 m, P1 y P2

respectivamente. Las 2 vigas que forman cada una de las pilas se encuentran arriostradas entre sí mediante una celosía en forma de K.



3. Principales condicionantes al proceso constructivo original

3.1 Breve descripción del proceso constructivo original

El proceso constructivo del proyecto original comenzaba con el montaje en horizontal de las pilas de la estructura en la explanada creada a tal efecto en el trasdós de los estribos. Junto con las pilas se montaban 2 módulos del tablero, entre los diafragmas 8 y 10 (10.25 m), que en este artículo se denominarán dovela 0, para lo cual todo el conjunto se debía apear con la pendiente adecuada que permitiera su montaje conjunto y la correspondiente soldadura de continuidad.

Tras su montaje, las pilas se colocaban en posición vertical mediante sendas grúas situadas en la explanada de los estribos. En dicho momento las pilas debían arriostrarse convenientemente para evitar su vuelco, a la espera del tablero.

Seguidamente, se comenzaba el montaje apeado del tramo 1 del tablero, que se componía de los módulos situados entre los diafragmas 1 y 8 (vano lateral restante entre el estribo y la dovela 0, 34.7 m). Una vez completo, el tramo 1 se inclinaba convenientemente mediante grúas para que su cara superior a la altura del diafragma 8 alcanzara el punto homónimo de la estructura pila+dovela 0, uniendo ambos conjuntos en ese punto mediante una rótula. El otro apoyo del tramo 1 consistía en un patín de lanzamiento que se situaba a la altura del diafragma 1 (Figura 4).

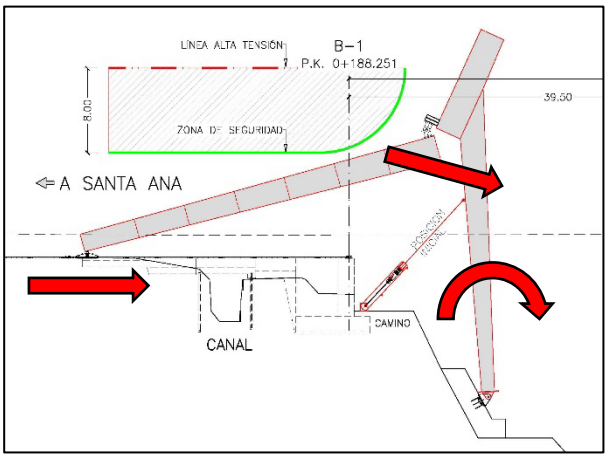


Figura 4. Situación de abatimiento de pilas y traslación+giro del tramo 1 del tablero del proceso constructivo del proyecto original

Con esta configuración el conjunto se estabilizaba mediante unos tirantes de abatimiento anclados en la base de los estribos, se eliminaban los arriostramientos provisionales de las pilas y se comenzaba el abatimiento de las pilas hasta su posición definitiva. El tramo 1 del tablero, en virtud de la unión rotulada a la dovela 0 a la altura de la cara superior del diafragma 8 y del patín situado a la altura del diafragma 1, acompañaba el movimiento de la pila mediante una traslación longitudinal y un giro simultáneo respecto al apoyo del diafragma 1 (Figura 4).

Una vez en su posición definitiva, se comenzaba la soldadura del tramo 1 del tablero contra la dovela 0. Durante todo este tiempo el conjunto se sostenía mediante los tirantes de abatimiento. En dicho momento se situaba el tramo central de 44 m simplemente apoyado en la dovela 0 de cada pila, mediante sendas grúas situadas en el puente contiguo.

El proceso se completaba mediante la colocación de las prelosas superiores y el hormigonado de la losa superior de una vez.

3.2 Principales condicionantes para la ejecución del proceso constructivo original

El proceso constructivo de proyecto era muy original y a priori viable, y resolvía de forma ingeniosa la no afección a la zona de influencia

de un cable de alta tensión situado en las proximidades del estribo E1.

Sin embargo, la obra contaba con una serie de condicionantes adicionales, difícilmente ponderables en fase de proyecto, que finalmente imposibilitaron la ejecución del puente siguiendo el proceso constructivo original, y provocaron su modificación.

El principal condicionante fue la dificultad que encontró la constructora, COPISA, de encontrar en Costa Rica grúas que pudieran levantar un vano central que, con sus 44 m, tenía un peso de cerca de 105 t. A ello se unía el desconocimiento de la situación del puente contiguo, que recomendaba no cargarlo en exceso (recuérdese que el vano central se colocaba montando las grúas sobre éste).

También debía tenerse en cuenta la importante entidad que requerían los tirantes de abatimiento del conjunto pila+dovela0+tramo 1, que debían soportar la totalidad de la componente horizontal generada por la inclinación de las pilas (unas 300 t), lo que conducía a unidades de tirantes de difícil suministro para la obra.

Además de las razones comentadas anteriormente, el proceso constructivo planteado era bastante complejo y obligaba a una especialización tecnológica que en un país con poca tradición en grandes obras civiles, acabó recomendando su cambio.

Los condicionantes comentados dirigieron la solución definitiva del proceso constructivo a cumplir los siguientes requisitos:

- Dovela central lo más corta y menos pesada posible.
- Abatimiento de la pila y lanzamiento del tablero independientes.
- Utilización de un punto fijo longitudinal provisional, que permitiera que el tablero hiciera las veces de tirante evitando unidades de tirantes de tanta potencia.

4. Descripción y aspectos principales del nuevo proceso constructivo

En base a los condicionantes anteriores, el nuevo proceso constructivo se basó en el montaje en vertical de las pilas y su abatimiento independiente del tablero, y en el lanzamiento de la mayor longitud de tablero posible apoyándose en una estructura auxiliar que permitiera reducir el tramo central de cierre a tan solo 13.20 m. Para el lanzamiento se utilizaron patines de lanzamiento bajo cada viga, apoyados en una nariz trasera 3.6 m por detrás del mamparo de estribo y en un diafragma intermedio a 29.8 o a 39.95 m del mamparo de estribo, en función de la fase de lanzamiento y de los obstáculos a superar (configuración de lanzamiento 1 y 2, respectivamente, (configuración de lanzamiento 1 y 2, respectivamente ver Figura 6).

Las pilas se ejecutaron en vertical, montándose en 2 tramos unidos por una unión atornillada y ayudándose de un sistema de fijación de la pila a la ladera del valle (Figura 5, izquierda).

Una vez completas las pilas, se les instalaron sendos tirantes en cabeza que permitían su abatimiento mediante la rotación respecto a la base rotulada previa eliminación del arriostramiento provisional (Figura 5, derecha). Las pilas se abatieron hasta su posición definitiva, donde esperaron a la llegada de las vigas del tablero.

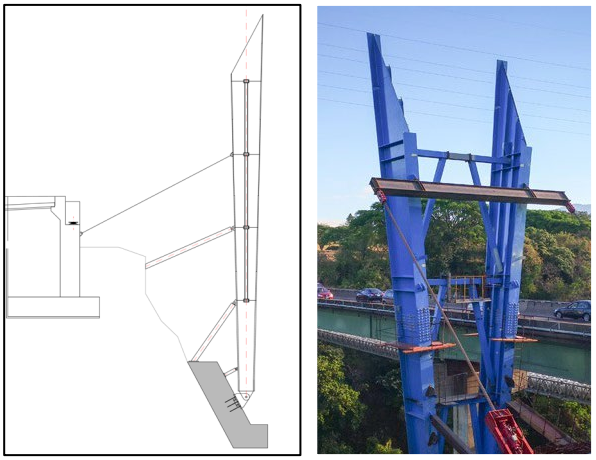


Figura 5. Izq: Pila en vr con arriostramiento provisional; Dch: Pila en vr con tirantes de abatimiento.

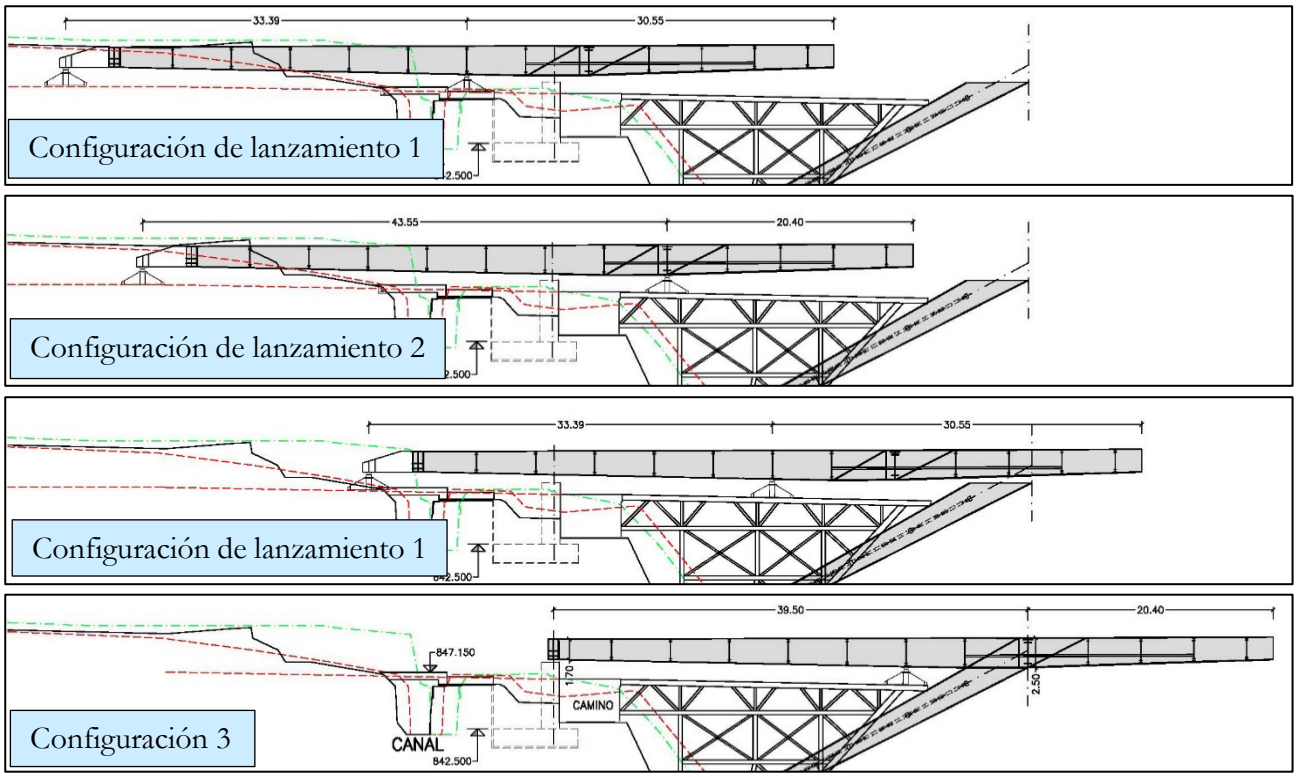


Figura 6. Proceso de lanzamiento del tramo 1 del tablero hasta llegada a su posición final

El tramo 1 del tablero (tramo a lanzar, 60.4 m + una nariz trasera de 3.6 m) se montó en la explanada preparada a tal efecto en el trasdós de los estribos (comenzando por el lado San Antonio). Una vez montada la estructura apeada, se dispusieron los patines de lanzamiento, situados en la nariz trasera y en el diafragma 7 (situado a 29.8 m del mamparo de estribo), en la configuración de lanzamiento 1. Antes del desapeo del tramo 1 y de la trasferencia de carga a los patines de empuje, se dispusieron las prelosas del tablero entre el mamparo de estribo y el diafragma 7 (29.8 m), y un contrapeso de 400 kN en la nariz trasera. Este peso adicional estabilizaba la configuración de lanzamiento 1, que consistía en una viga metálica de aproximadamente 64 m, apoyada en uno de sus extremos y en un punto intermedio a 32 m del primer apoyo (dejando un vuelo de casi 30 m, ver Figura 6). Como puede observarse, se trataba de una configuración geométrica muy inestable, en la que si sólo se hubiera empujado la estructura metálica su centro de gravedad se encontraría muy próximo al apoyo en el patín delantero. El peso adicional conseguía desplazar el centro de gravedad de la estructura hacia el patín trasero, dando la estabilidad requerida durante el lanzamiento en esta 1ª configuración.

Cuando el patín delantero llegó al muro del estribo, su avance quedó impedido, por lo que el patín delantero se trasladó 10.15 m hacia adelante hasta el diafragma 9 (diafragma de pila). En esta 2ª configuración de lanzamiento el tramo 1 se avanzaba lo suficiente para que el diafragma 7 superara el muro del estribo y poder volver a disponer el patín delantero sobre él, devolviendo la estructura a la configuración de lanzamiento 1. Desde el momento del traslado del patín delantero al diafragma 9, éste se apoyó en la estructura auxiliar situada a tal efecto por delante de los estribos.

De nuevo en la 1ª configuración de lanzamiento, el tramo 1 se avanzó hasta su posición definitiva, momento en el cual se realizó la trasferencia de carga del patín trasero al apoyo definitivo en el estribo (configuración 3). A ello le siguió un ajuste en cota del tablero para permitir la soldadura del nudo tablero-pila, y una vez soldado y antes de transferir la carga del patín delantero a la pila, se ejecutó y unió al tablero un punto fijo longitudinal provisional empotrado en el estribo. En dicho momento la

estructura compuesta por el vano lateral + 20 m del vano central y la pila inclinada fue autoportante, por lo que pudo procederse a la transferencia de carga del patín delantero a la pila y a la eliminación de la estructura auxiliar de empuje (configuración 4). El diseño permitía que la componente horizontal que generaba la inclinación de la pila se transmitiera por tracción a través del tablero hasta el punto fijo longitudinal provisional, de él al estribo y por último al terreno, evitando el uso de los tirantes de abatimiento de las pilas para este cometido. La definición del punto fijo provisional y su conexión a los estribos definitivos fue uno de los retos más importantes del proyecto.

Dados los condicionantes económicos de la obra, la estructura auxiliar de empuje debía reutilizarse en el lanzamiento del tablero del lado Santa Ana, por lo que una vez estabilizada la estructura del lado San Antonio mediante la disposición del punto fijo longitudinal provisional en el estribo E2, la estructura auxiliar se trasladó a la ladera del lado Santa Ana y se comenzó con el lanzamiento del tablero de este lado. Estaba previsto en este lado seguir el mismo proceso exacto que en el lado San Antonio: una vez ambos lados fueran autoestables se eliminaría la estructura auxiliar y el montaje de la estructura metálica se finalizaría mediante la colocación de la dovela de cierre del tablero, simplemente apoyada en los extremos de los voladizos del tramo 1 de cada lado.

Sin embargo, dada la elevada altura del estribo E1, finalmente se decidió mantener la estructura auxiliar en el lado Santa Ana y no transferir la carga del patín delantero de este lado a la pila P1 hasta haber colocado y soldado la dovela de cierre. Ello permitió no necesitar un punto fijo longitudinal provisional en el estribo E1, reduciendo el coste de la solución y la complejidad de las operaciones previstas. La transferencia de carga del patín delantero del lado Santa Ana a la pila P1 se realizó una vez la estructura metálica tuvo continuidad, lo que permitía trabajar a la estructura aporticada según su concepción definitiva (en la Figura 7 se presenta la configuración del puente inmediatamente antes de disponer la dovela de cierre del tablero, en la Figura 8 una foto durante las últimas fase del lanzamiento del tablero del lado San Antonio).

La dovela de cierre tenía una longitud notablemente inferior a la de proyecto, 13.2 m frente a 44 m, lo que permitió utilizar grúas convencionales ubicadas en el puente contiguo para su colocación.

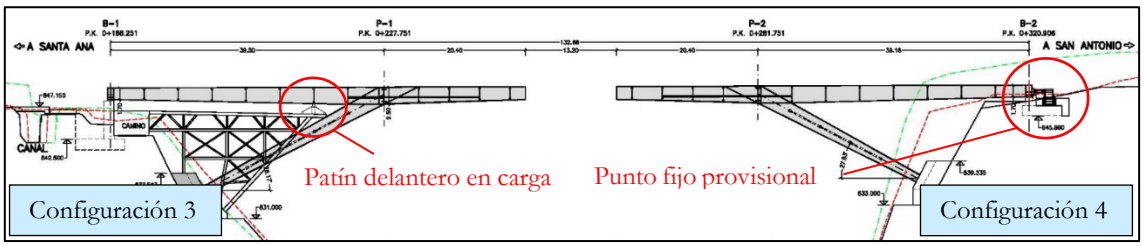


Figura 7. Alzado del puente sobre el río Virilla inmediatamente antes de disponer la dovela de cierre central

Una vez cerrada la estructura metálica, el puente tuvo la configuración aporticada definitiva y pudo realizarse la transferencia de carga del patín delantero del lado Santa Ana a la pila P1, tras lo cual se liberó el punto fijo longitudinal provisional dispuesto en el estribo E2, se retiraron los tirantes de abatimiento de las pilas (que debido a su flexibilidad tras el citado abatimiento prácticamente no colaboraban), y se empotraron las rótulas de las bases de las pilas. La ejecución del puente se finalizó disponiendo las prelosas restantes y hormigonando la losa superior en una sola fase.

5. Aspectos más relevantes de la ingeniería de construcción desarrollada

5.1 Comprobación del nuevo proceso constructivo y definición de contraflechas

La modificación del proceso constructivo llevó aparejada una revisión de los elementos del puente durante el nuevo proceso. Este trabajo se desarrolló en comunicación con la ingeniería proyectista FHECOR (a través de la empresa constructora COPISA), lo que permitió la adaptación de algunos detalles de proyecto que mejoraron la respuesta estructural del puente bajo el nuevo proceso constructivo.

Por otro lado, fue necesario la definición de unas nuevas contraflechas del tablero que tuvieran en cuenta la nueva secuencia constructiva.

5.2 Estructura de arriostramiento provisional de las pilas

La estructura provisional de arriostramiento de las pilas consistió en 3 niveles de perfiles y un último nivel de tirantes antiviento con uniones bulonadas a las almas de las vigas de las pilas y a las laderas del río (ver Figura 5, izquierda). A estos niveles se unía, antes del abatimiento, un quinto nivel para la instalación de los tirantes de abatimiento (ver Figura 5, izquierda y Figura 8). Fue importante cuidar los detalles de unión a la estructura definitiva y al terreno, así como considerar adecuadamente las acciones de viento y de sismo, dominantes del diseño en esta fase.

5.3 Estructura auxiliar de lanzamiento

El estudio de la estructura auxiliar de lanzamiento constó de tres fases: una primera de comprobación de los perfiles que había dispuesto la obra en función de su disponibilidad, una segunda de definición de las cimentaciones de la estructura, y una última de definición de las uniones entre los diferentes elementos para permitir la reutilización de la estructura en la ladera opuesta.

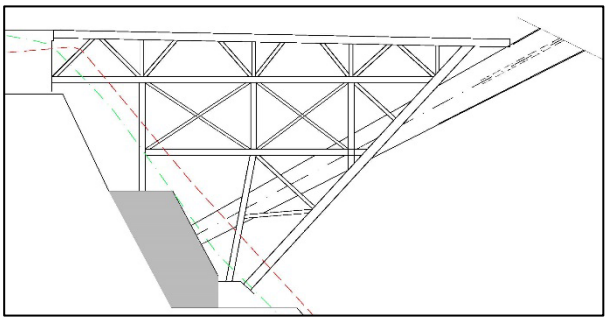


Figura 9. Alzado de la estructura auxiliar

La fase de comprobación de los perfiles disponibles por la obra fue relativamente compleja. La estructura auxiliar predefinida por la obra tenía una geometría bastante particular, obligada por la propia geometría de las laderas del valle del río, por la necesidad de crear dos superficies que permitieran albergar los carriles de lanzamiento del tablero, y por la necesidad de permitir el paso de la pila en la parte central en su posición definitiva (Figura 10, Figura 11).

Esta geometría creaba esfuerzos de compresión bastante importantes en la columna inclinada delantera y en algunas de las columnas intermedias que además en ocasiones tenían longitudes elevadas sin arriostrar en su eje débil.

Las dificultades de suministro de muchos perfiles, añadidas a la necesidad de la obra de aprovechar unos determinados perfiles

Figura 10. Vista inferior del tablero durante las fases de lanzamiento sobre la estructura auxiliar

Los problemas de inestabilidad que presentaban las columnas más altas se resolvieron soldando sendos medios perfiles en doble T en cada lado del alma de los perfiles en doble T que componían esas columnas, creando una sección con 2 vigas en doble T soldadas en perpendicular, que eliminó los problemas de pandeo respecto al eje débil. La pila inclinada se compuso por dos potentes vigas en doble T que se empresillaron entre sí, creando una sección compuesta con una inercia muy elevada en ambas direcciones.

En cuanto a la viga superior, la necesidad de hacer de base para los carriles por los que discurriría el patín de lanzamiento obligó a la utilización de un perfil cajón. Las importantes solicitaciones de flexión generadas por el paso del patín (reducidas mediante la disposición de cortaluces, ver Figura 9), se sumaban a las tracciones generadas por la inclinación de la columna empresillada delantera (la viga superior hacía las veces de tirante de arriostramiento de todo el sistema) y a las tensiones locales provocadas en la chapa superior por la acción directa de los patines. Este último efecto obligó a utilizar un cajón de 3 almas y a comprobar la chapa superior frente a tensiones normales en dos direcciones, y la importante tracción transmitida desde la pila inclinada delantera hasta la cimentación complicó sobre todo su transmisión a la cimentación y de ella al terreno

5.3.2. Cimentaciones de la estructura auxiliar

El diseño de las cimentaciones de las pilas verticales e inclinadas de la estructura auxiliar fue más complejo de lo esperado debido a los condicionantes geométricos de las laderas del río y a que la zapata de la pila se encontraba ya ejecutada. Sin embargo, las soluciones y la problemática fueron relativamente convencionales.

Sin embargo, la cimentación de la viga cajón superior fue complicada, teniendo en cuenta la importante tracción que debía transmitirse al terreno. Por fortuna, el terreno en ese punto era muy competente, y pudieron realizarse soluciones que utilizaran de forma ventajosa el empuje pasivo de la roca (mediante

.

Figura 11. Lado San Antonio durante las últimas fases del lanzamiento sobre la estructura auxiliar

zapatas-rastrillo o en T, que permitieron ampliar el frente de empuje a la roca). En el caso del lado Santa Ana, fue posible su unión al estribo E1 y el aprovechamiento de su peso (muy elevado debido a su importante altura) para estabilizar la componente horizontal.

5.3.3. Uniones

En cuanto a la definición de las uniones de la estructura auxiliar, deben diferenciarse las uniones atornilladas para permitir el fácil desmontaje y la reutilización de la estructura en la ladera opuesta, de los nudos de unión entre los diferentes elementos. Las primeras se resolvieron mediante uniones atornilladas convencionales que no presentaron mayores problemas. Sin embargo, la singular geometría y naturaleza de algunos de los elementos de la estructura auxiliar hizo que la definición de las uniones entre ellos fueron bastante complejas, teniendo que adoptar soluciones singulares para muchas de ellas. En concreto, dada la configuración empresillada de la pila delantera, todas las uniones a ella entrañaron una dificultad superior a lo que es habitual en este tipo de estructuras porticadas (Figura 12).

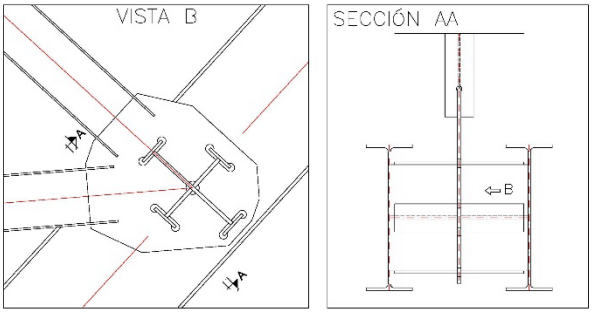


Figura 12. Definición geométrica de uno de los nudos contra la pila inclinada delantera

Como se ha comentado anteriormente, el punto fijo longitudinal provisional fue uno de los aspectos principales entre las labores realizadas dentro de la asistencia técnica a la obra. Durante las fases críticas de la ejecución del puente, el punto fijo longitudinal provisional era el elemento que debía retener toda la tracción proveniente del tablero generada por la inclinación de la pila, y por lo tanto, era el principal garante de la estabilidad de la estructura.

Uno de los condicionantes principales en su diseño fue anclar el tablero en su centro de gravedad para evitar la introducción de momentos flectores parásitos en su unión con el punto fijo. Para ello, se planteó la unión bulonada del tablero a sendas bielas de tracción dispuestas en prolongación del alma de cada viga, que a su vez transmitieran la tracción a sendas vigas metálicas en ménsula empotradas en el trasdós de los estribos (ver Figura 13).

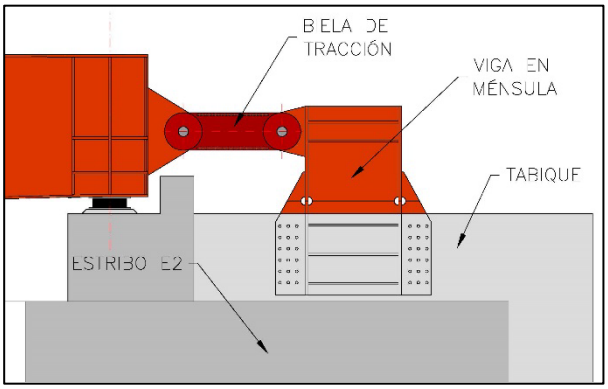


Figura 13. Punto fijo longitudinal provisional para cada viga

El diseño de los tabiques fue algo más complejo de lo esperado, dado que los estribos se habían ejecutado antes de la decisión de cambio del proceso constructivo. Ello obligó a plantear una conexión tabique-estribo relativamente compleja, que introdujera las cargas por rasante (no había armado para dar continuidad a la introducción de una eventual tracción) y en zonas determinadas de la zapata y del muro frontal del estribo para evitar que las elevadas cargas transmitidas pudieran superar la capacidad de los diferentes elementos del estribo. También fue necesario añadir un cierto

Figura 14. Vista lateral del puente terminado

5. Conclusiones

La ejecución del puente se llevó a cabo durante los meses de primavera de 2018. Todo el proceso avanzó sin inconvenientes, en gran medida gracias a la comunicación fluida, a la colaboración y al trabajo conjunto entre los proyectistas (FHECOR), el contratista (COPISA) y su ingeniería de apoyo técnico (IDEAM). El puente finalmente se inauguró en plazo el 17 de agosto de 2018 con la presencia de las principales autoridades de Costa Rica (Figura 14).