

El nuevo Puente Pumarejo, el puente más ancho del mundo en su tipología

The New Pumarejo Bridge, the Widest One Worldwide in Its Typology

David Ordín¹, Luis Matute Rubio², Miguel Ortega Cornejo³, Rüdiger Spengler^{4*}

Resumen

El nuevo Puente Pumarejo es un puente atirantado ubicado en las proximidades de la desembocadura del río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Tiene una luz principal de 380 m y vanos tipo de 70 m. La longitud total es de 2.173 m sin juntas, repartidos en margen izquierda, tramo atirantado y margen derecha. Con 38.1 m de anchura, es el puente atirantado con sección cajón de hormigón y atirantamiento central más ancho del mundo. Su construcción ha sido llevada cabo por el Consorcio SES, liderado por SACYR, para el cual IDEAM desarrolló el proyecto constructivo del puente.

El proceso constructivo de la sección cajón de los viaductos de acceso se realizó mediante autocimbra en fases de 70 m. La gran anchura del tablero exigió la realización de las alas en un proceso independiente mediante carro de alas. La sección cajón tuvo una construcción altamente evolutiva, con múltiples secciones parciales y fases de entrada del pretensado. En la margen izquierda entroncaban 2 ramales y 2 pasarelas, cuya unión con el puente principal se materializó mediante complejas soluciones que debían considerar la construcción de la sección cajón del puente principal mediante autocimbra.

El proceso constructivo del tramo atirantado vino condicionado por las dimensiones y la ejecución “in situ” del tablero, que llevó a ejecutar el cajón central mediante carros de avance por voladizos sucesivos, completando la sección mediante sendos carros de alas avanzando 3 dovelas por detrás del mismo. La construcción altamente evolutiva del tramo atirantado requirió un control geométrico y estructural exhaustivo durante todo el proceso, que permitió el cierre de la estructura a finales de agosto de 2019, y su inauguración en diciembre de ese mismo año.

Palabras clave: puente atirantado, cajón de hormigón postesado, tirantes, autocimbra (MSS), carro de avance, carro de alas, construcción evolutiva.

Abstract

The New Pumarejo Bridge is a cable-stayed bridge over the Magdalena River in Barranquilla (Colombia) close to the Caribbean Sea. The structure is divided into the left access bridge, the central cable-stayed bridge and the right access bridge, summing a total length without joints of 2,173 m. The length of the main span is 380 m, and the length of the typical access spans is 70 m. With a deck width of 38.1 m, it is the world's widest cable-stayed concrete box girder bridge with central suspension. Its construction was carried out by the SES consortium, led by SACYR, for which IDEAM developed the final design of the bridge.

Spans of 70 m were built using a movable scaffolding system, placing only the central box girder in a first stage. Due to the elevated width of deck, lateral slabs were poured in a second stage independently using a wing traveler. The deck was constructed in many different stages, with a varying cross section and different prestressing stages. Along the left access bridge, two connections with smaller access structures and two footbridges were required and, therefore, complex solutions were designed to enable the construction, by means of MSS, of an access bridge.

The erection process of the cable-stayed bridge was conditioned by the huge deck dimensions and the on-site construction. For that reason, the central box girder was built by using form travelers, while the section was completed by wing travelers 3 segments behind it. The statical system of the bridge and the cross section of each part of the deck varied from one construction stage to another, on a complex construction method that required an exhaustive geometrical and structural control throughout the process, which led to the successful closure of the main span in August 2019. The New Pumarejo Bridge was opened to traffic in December of that same year.

Keywords: cable stayed bridge, post-tensioned concrete box girder, cables, Movable Scaffolding System (MSS), form traveler, wing traveler, evolutive construction.

1. INTRODUCCIÓN

Situado a unos 12 km de la desembocadura del río Magdalena, y a escasos 30 m aguas abajo del puente Pumarejo original (figura 1), el nuevo Puente Pumarejo satisface un doble propósito presente desde hace años en los planes de desarrollo nacionales de Colombia: por un lado la mejora de la comunicación entre Barranquilla y Santa Marta mediante la ampliación de la capacidad vial entre ambas

* Autor de contacto: rspengler@sacyr.com

¹ Jefe de la Oficina Técnica de Obra (SACYR).

² Director General (IDEAM).

³ Director de Ingeniería (IDEAM).

⁴ Coordinación diseño, Responsable Estructuras Obra Civil (SACYR).



Figura 1. Alzado puente antiguo Ricardo Morandi.

ciudades; por otro, la habilitación del río Magdalena para la circulación fluvial de buques de gran calado merced a la eliminación del puente Pumarejo original, principal obstáculo existente para el tráfico naviero. La consecución de este segundo objetivo hará del río Magdalena, si no la principal, sí una de las más importantes vías de comunicación de Colombia al hacer accesible su interior a embarcaciones de gran capacidad procedentes del Caribe y del norte del país.

El puente Pumarejo original sobre el río Magdalena en Barranquilla (Colombia), fue construido en 1974 por las constructoras Cuéllar Serrano Gómez y Lodigiani, y diseñado por el ingeniero italiano Ricardo Morandi, constituyendo un hito en la ingeniería estructural del momento. Sin embargo, las necesidades de ampliación de la plataforma para albergar el tráfico actual y futuro, y la ventana de paso requerida para los buques de gran calado previstos

por la administración colombiana (45 m de gálibo vertical y 340 m de distancia libre horizontal), hizo que el Instituto Nacional de Vías (Colombia) licitara en febrero de 2015 el nuevo Puente Pumarejo, con capacidad vial para albergar hasta 3 carriles por sentido además de sendas ciclorrutas y andenes laterales, y con un gran vano central atirantado de 380 m de luz. El ancho de tablero exigido por las necesidades vehiculares llega a 38.1 m en el tramo principal atirantado, lo que lo convierte en el puente más ancho de su tipología (puente cajón de hormigón con atirantamiento central) de Sudamérica, y uno de los más anchos del mundo en su tipología.

El 1 de abril de 2015 el Consorcio SES, formado por varias sucursales de SACYR, resultó adjudicatario de la construcción del nuevo Puente Pumarejo sobre el río Magdalena (la adjudicación no incluía la posterior demolición del puente Pumarejo original). El Consorcio SES estimó llevar a cabo una modificación del proyecto original del consorcio Ecopuentes con el fin de adecuarlo a los hábitos constructivos del país [14]. El cambio fundamental afectó principalmente al proceso constructivo del tablero, optando por la ejecución del tablero de hormigón *in situ* en lugar de mediante la solución del proyecto original consistente en la utilización de dovelas prefabricadas. Aunque más adelante se entrará más en detalle en la naturaleza del proceso constructivo elegido finalmente, las líneas generales del mismo consistieron en la ejecución mediante autocimbra del cajón de los viaductos de acceso, completando la sección mediante un carro de alas varios vanos por detrás, y la ejecución del tramo atirantado mediante 4 carros de avance en voladizos sucesivos que ejecutaran la sección cajón, que también se completaba posteriormente mediante otros tantos carros de alas. Los ramales y los vanos adyacentes a los estribos de los viaductos de acceso se ejecutarían mediante métodos convencionales (cimbra cuajada y/o cimbra porticada):

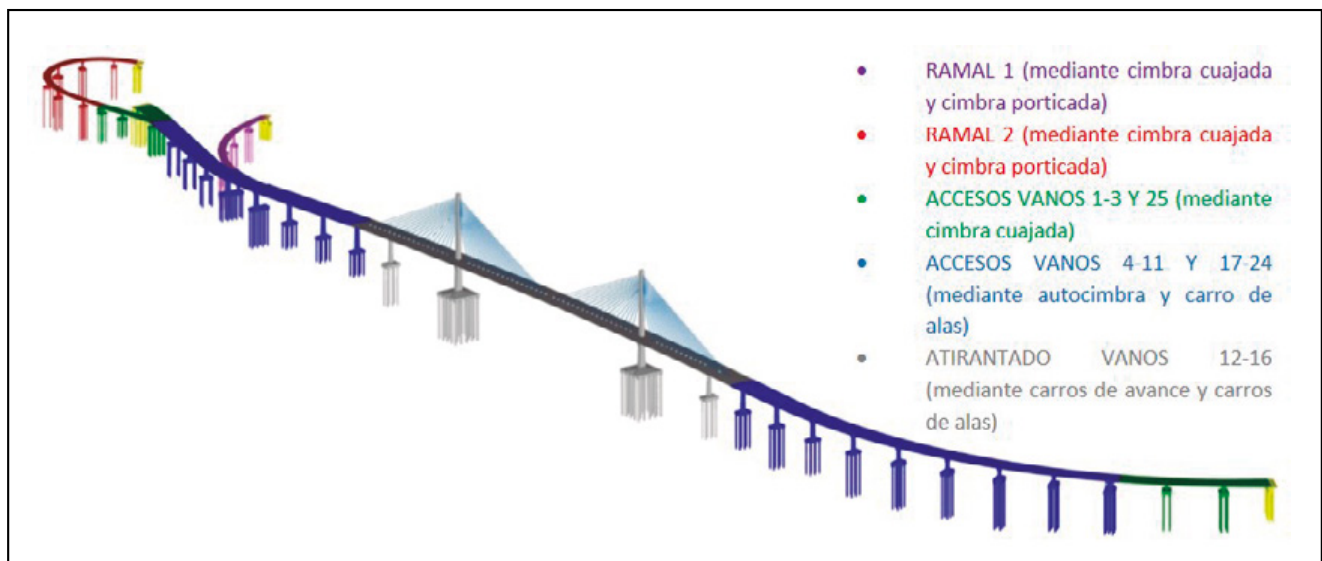


Figura 2. Simulación 3D estructuras puente Pumarejo.

Esta modificación tenía una gran incidencia tanto en la concepción estructural del tablero como en sus detalles, lo que obligó a la redacción de un proyecto constructivo modificado completamente nuevo, cuyo desarrollo

se adjudicó a IDEAM. El posterior seguimiento de la obra y apoyo técnico al Consorcio SES durante la construcción del puente también ha sido llevado a cabo por IDEAM.

2. DESCRIPCIÓN DEL NUEVO PUENTE PUMAREJO SOBRE EL RÍO MAGDALENA

La nueva estructura de una longitud total de 2173 m se sitúa en una bifurcación localizada del Magdalena, en la que el río se abre en dos brazos rodeando una isla sedimentaria central (isla Rondón) (figura 3). Este enclave presenta ciertas ventajas que probablemente motivaron el emplazamiento del antiguo puente, como la posibilidad de disponer algunas pilas en la zona de la isla, o la menor profundidad relativa del brazo derecho del río.

El brazo izquierdo constituye el lugar idóneo para la ubicación del canal de navegación ya que, merced a su mayor profundidad, permite el paso de embarcaciones de gran calado. Sobre él vuela el tramo atirantado del puente que, con un vano central de 380 m y sendos vanos laterales de 140 m, alcanza una longitud total de 800 m.

En la margen derecha, hasta llegar al tramo atirantado, el viaducto de acceso tiene una longitud de 755 m repartidos en vanos homogéneos de 70 m con un vano de compensación de 55 m. Presenta esta zona un trazado en planta inicialmente curvo ($R=595$ m) hasta volverse recto en las inmediaciones del atirantado (figura 4).



Figura 3. Vista aérea del emplazamiento del nuevo Puente de Pumarejo.

En la margen izquierda, el puente mantiene su configuración de vanos tipo de 70 m en su salida del tramo atirantado, adquiriendo en su parte final forma arborescente al tener que subdividirse, por exigencias del trazado, en tres estructuras: un ramal norte que deriva el tráfico desde Sta. Marta al puerto de Barranquilla; un ramal sur que recoge la circulación del puerto de Barranquilla a Sta. Marta; y un ramal central con dirección Barranquilla-Sta. Marta (figura 4).

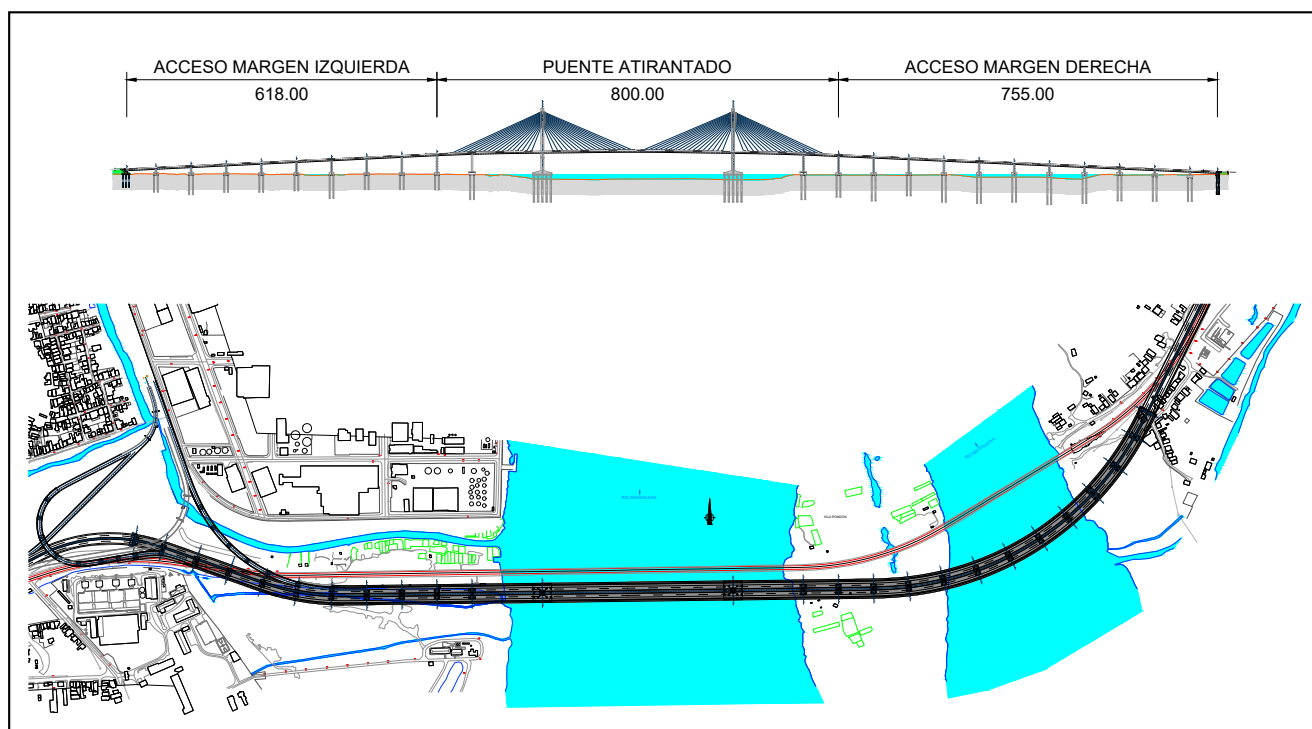


Figura 4. Alzado y planta general de la estructura del nuevo Puente de Pumarejo.

Estas estructuras de los ramales, si bien pueden parecer secundarias en comparación con el puente principal, tienen una envergadura considerable. Así, el ramal norte, de 10.3 m de ancho y una longitud de 292.5 m repartida en 6 vanos (38 m+47.5 m+47.5 m+47.5 m+50 m+62 m), permite salvar el Caño Ahuyama, rivera que, desde Barranquilla, afluye al Magdalena por la izquierda (figura 5). Por su lado, el ramal sur, con 9 vanos, adquiere una longitud de 369.5 m en trazado curvo de $R=80$ m (figura 5). Es de reseñar que la vinculación de los ramales al puente principal ha dado lugar a entronques relativamente complejos, que han requerido de un estudio pormenorizado tanto desde el punto de vista geométrico como estructural.

Completan el conjunto estructural del nuevo Pumarejo tres pasarelas, de 64 m, 148 m y 281.5 m para el tránsito de peatones y de bicicletas.

Con la salvedad de las pasarelas y del ramal sur, el conjunto del nuevo Puente Pumarejo (viaducto de acceso de la margen derecha, tramo atirantado, viaducto de acceso de la margen izquierda y ramal norte) constituye una macroestructura continua con juntas únicamente en los estribos extremos. En fase de servicio, el puente se halla retenido por los pilonos del puente atirantado, de suerte que el punto fijo estructural se encuentra aproximadamente en el centro del viaducto haciendo que los desplazamientos en las juntas extremas sean mínimos.



Figura 5. Izda: vista aérea del ramal sur. Dcha: el ramal norte durante su construcción.

3. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

3.1. Acciones

La modificación del proyecto de licitación se aprovechó para adaptar la estructura a la normativa CCP-14 [2], que había entrado en vigor unos meses antes de la adjudicación. Aunque no se entre a describir en este artículo las acciones más habituales consideradas en el diseño del puente, sí merece la pena destacar dos acciones particulares condicionadas por el emplazamiento de la obra: por un lado, las particularidades de la acción del viento, condicionadas por la probabilidad de ocurrencia de huracanes en la zona, y por otro lado la acción sísmica, que ha condicionado el diseño de la subestructura del puente.

En el *Informe análisis de velocidades máximas instantáneas anuales del viento, y rosa de vientos de velocidades máximas instantáneas mensuales, versión 1.0* [3] definía un valor de 190 km/h, que corresponde a 52.8 m/s de acuerdo con la norma Norteamericana AASHTO LRFD para este tipo de puentes atirantados. Traduciendo esta velocidad en

una presión, resulta una presión básica de 1.74 kN/m^2 por viento (siendo dicha presión muy elevada y un 41% superior a la presión debido a una velocidad máxima de 160 km/h, indicada en la CCP-14 [2]).

Para la definición del viento en fase constructiva se adoptó el valor de la velocidad de 130 km/h a una altura de 10m. De acuerdo al *Informe análisis de velocidades máximas instantáneas anuales del viento, y rosa de vientos de velocidades máximas instantáneas mensuales, versión 1.0* esta velocidad de 130 km/h corresponde a un período de retorno de $T_R=1000$ años en el emplazamiento del puente, por lo que se trata de un valor suficientemente conservador para la fase constructiva (de una duración inferior a 5 años).

En el documento sobre la amenaza sísmica de Barranquilla [4] se expone que la estructura está ubicada en la costa Caribe Colombiana donde existe la hipótesis de un límite de la placa del Caribe no comprobada; los eventos sísmicos de la zona son más bien pretéritos, y de apreciable antigüedad, sin sismicidad apreciable que se le pueda atribuir [4], y sin fallas locales que generen situaciones de amenaza potencial de carácter cercano.

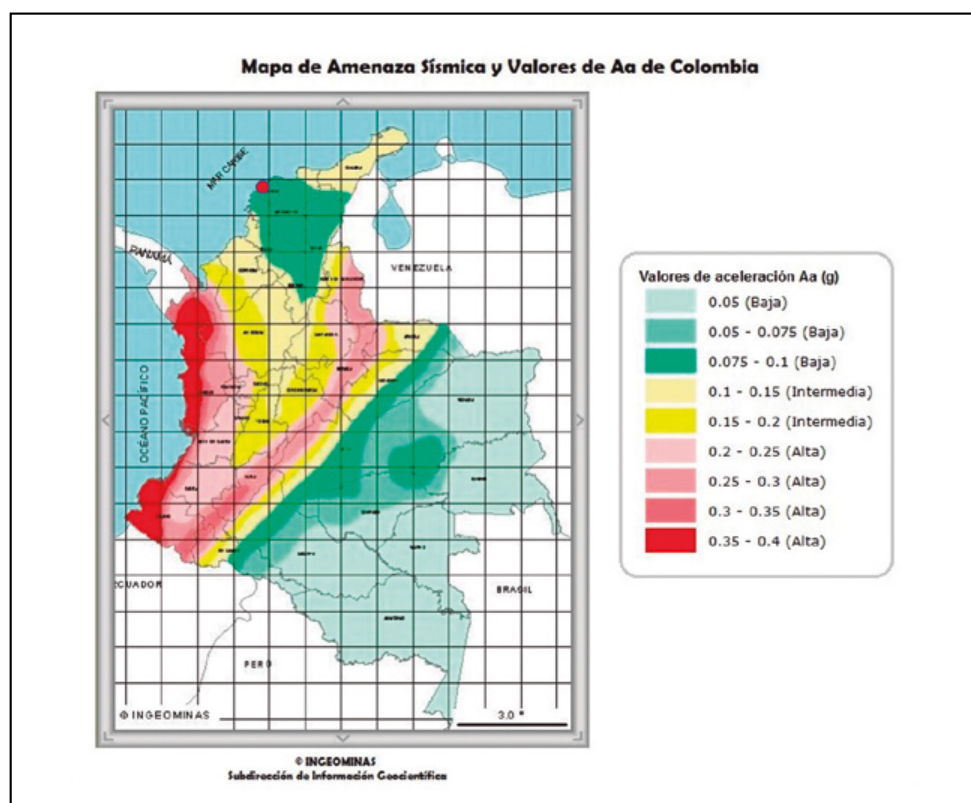


Figura 6. Zonificación Sísmica Colombia.

Sin embargo, en el mismo informe se detalla que se hicieron estimaciones con la normativa en sentido conservador; se hicieron estimaciones a partir de registros sintéticos de eventos escalados por sismología para condiciones locales y lejanas, se hicieron estimaciones estocásticas teniendo en cuenta la función de transferencia del suelo, y, partiendo de estos datos, se estableció el espectro de diseño del sismo último para el proyecto de referencia con una aceleración absoluta máxima de 0.45g:

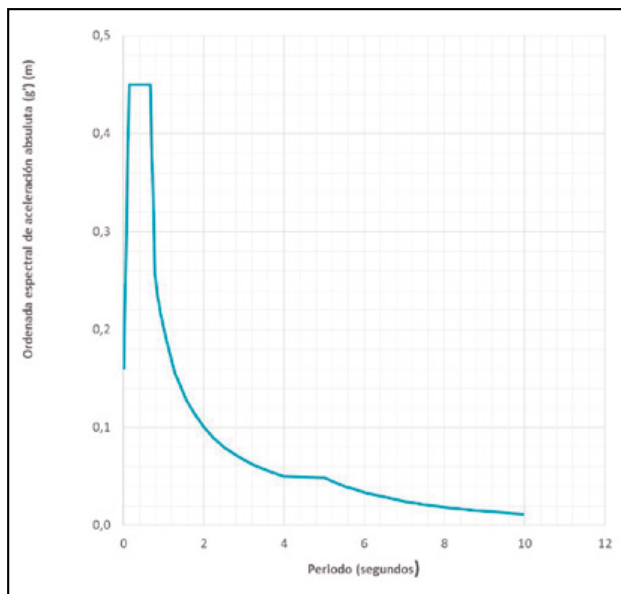


Figura 7. Espectro de diseño para un periodo de retorno $T_r = 1000$ años.

Para la fase constructiva se planteó un sismo de diseño que tenga una probabilidad de ocurrencia del 10% en un período de tiempo de 5 años. Se debe tener en cuenta que el apartado 3.10.10 de la CCP 14 considera que el sismo en fase constructiva no puede ser inferior al 50% del sismo último de diseño. Dado que este factor es inferior a 0,50, se tomó para el sismo en fase constructiva el 50% del sismo de diseño último.

3.2. Tramo atirantado

3.2.1. Introducción

El tramo atirantado del nuevo Puente Pumarejo, abarca una longitud de 770 m, aproximadamente centrados en el brazo izquierdo que el río Magdalena forma a su paso por el puente. En dicha zona se situará el nuevo canal de navegación, cuyas necesidades de gálibo (340 m de gálibo horizontal y 40 m de gálibo vertical) constituyen el principal condicionante geométrico para el diseño del vano principal del puente. Ello conduce a la definición de un vano central atirantado de 380 m de luz suspendido de dos pilonos de cerca de 125 m de altura neta (medido desde la cara superior de encepado), lo que permite salvar de forma holgada el gálibo horizontal requerido teniendo en cuenta las dimensiones de la cimentación de los pilonos. Los vanos de retenida tienen una luz de 140 m, lo que aporta una relación luz del vano principal/luz del vano de retenida de 0.37, proporcionando una rigidez adecuada al pilono. Los vanos de transición entre la zona atirantada y los viaductos de acceso se mantienen con la configuración tipo de 70 m. Por lo tanto, el puente atirantado presenta una configuración simétrica respecto al centro del vano principal, componiéndose por un total de cinco vanos de 70 m+140 m+380 m+140 m+70 m (figura 8).

El sistema de suspensión del vano principal tiene una configuración en semi-abanico simétrica respecto al eje de los pilonos. Está formado por un único plano de atirantamiento situado en el eje del tablero, compuesto por 17 parejas de tirantes de suspensión y otros tantos de retenida desde cada uno de los pilonos. Los tirantes se anclan en el punto medio de la sección transversal del tablero, manteniendo una separación longitudinal constante de 10 m entre parejas. El tablero se encuentra apoyado en los pilonos, lo que permite crear una ventana libre de tirantes de 45 m, 22.5 m hacia cada lado del eje de los pilonos. De esta forma, las parejas de tirantes más alejadas de los pilonos se anclan en el tablero a una distancia de 182.5 m.

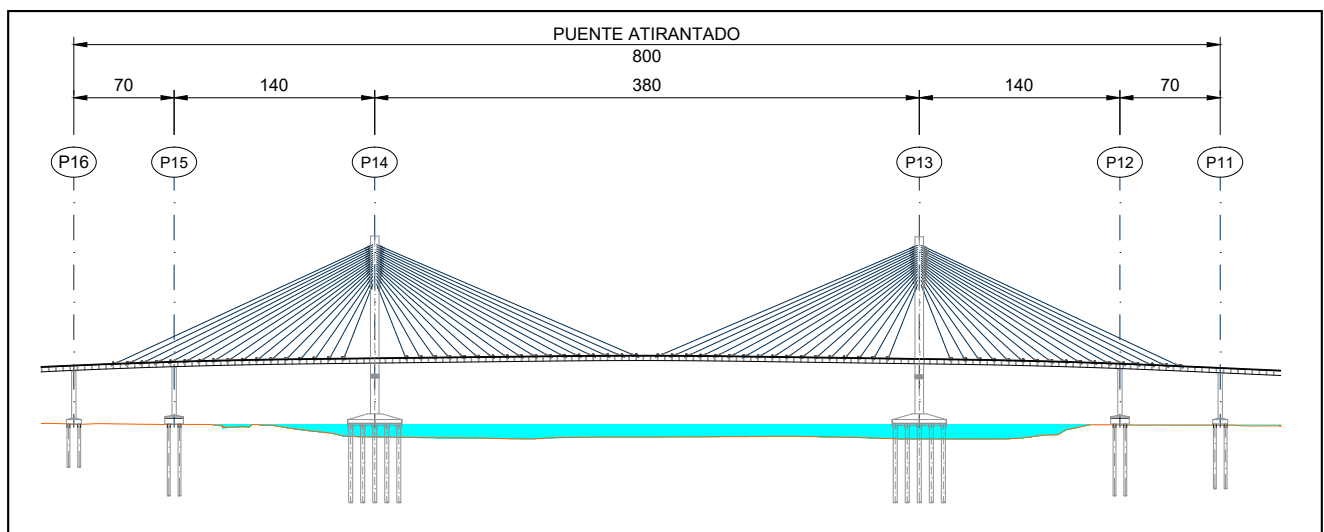


Figura 8. Alzado del tramo atirantado del nuevo Puente Pumarejo.

3.2.2. Tablero

El tablero está formado por una sección cajón de hormigón de 3.65 m de canto, lo que resulta una relación luz del vano principal/canto de 104.1. El cajón de hormigón

dispone de dos almas inclinadas 58° respecto a la horizontal, cubriendo una anchura entre almas igual a 12 m en la cara inferior del tablero y a aproximadamente 16 m en la cara superior del tablero.

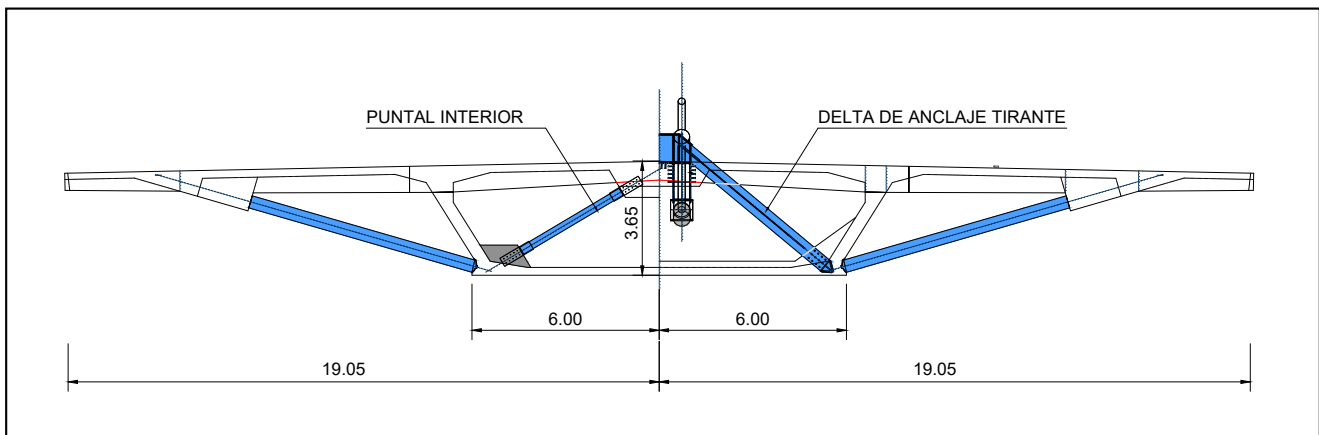


Figura 9. Sección transversal del tablero por costilla sin tirante (izquierda) y por costilla con tirante (derecha).

La anchura total de la plataforma en la zona del tramo atirantado es de 38.1 m, por lo que es necesario completar la sección con grandes voladizos de más de 11 m de longitud (figura 9). Ello se consigue mediante la disposición de sendas costillas transversales cada 5 m, apoyadas a 3 m del borde del tablero en puntales exteriores al cajón, y en el eje del tablero en puntales interiores al mismo, que transmiten la carga vertical hasta la base de las almas de la sección. El sistema de apoyo de la losa superior se completa con tres vigas longitudinales, dos en el borde del tablero y una viga en el eje, coincidentes con la posición de inserción de los puntales exteriores e interiores en la costilla, respectivamente (figura 9). De esta forma se consigue mantener un espesor de losa superior reducido en la mayor parte del tramo atirantado, igual a 0.25 m, aumentándolo únicamente en los 55 m adyacentes a los pilonos, debido a las elevadas compresiones que solicitan esta zona. Por su parte, el espesor del alma y de la losa inferior toman un valor mínimo de 0.40 m y de 0.25 m respectivamente en la mayor parte del tramo atirantado, aumentando su valor a 0.50 m y a 0.60 m, respectivamente, en las zonas cercanas a los pilonos.

Cuando el conjunto costilla+puntales coincide con el punto de anclaje de una de las parejas de tirantes en el tablero, los puntales interiores además de transmitir las cargas locales de la losa hasta la base del alma, deben transmitir

la componente vertical del tiro de los tirantes. Por lo tanto, los puntales interiores en estas secciones tienen un diseño específico, que permite transmitir la carga de la pareja de tirantes centrales a las almas mediante el trabajo exclusivamente a fuerza axial de los elementos involucrados, puntales interiores, losa superior y losa inferior (figura 9).

En lo referente al pretensado del tablero, únicamente se disponen 3 familias de pretensado recto de continuidad, que dotan al tablero del nivel de compresiones requerido durante las fases de explotación en aquellas zonas con menor nivel de compresiones provenientes del sistema de atirantamiento: una familia en la zona de unión con cada viaducto de acceso y otra en la zona del centro de vano del vano principal (figura 10). Además del pretensado longitudinal del tablero, se disponen unidades de pretensado transversal en todas las costillas transversales, de trazado eminentemente recto, consistentes en 2 unidades de 14 torones de 0.6" por costilla.

El alto nivel de compresiones en el tablero, tanto debido al pretensado en los viaductos de acceso, como debido a las compresiones introducidas por la componente horizontal del sistema de atirantamiento en el tramo atirantado, ha llevado a elegir para el tablero un hormigón con una resistencia característica mínima de 50 MPa ($f_c = 50$ MPa).

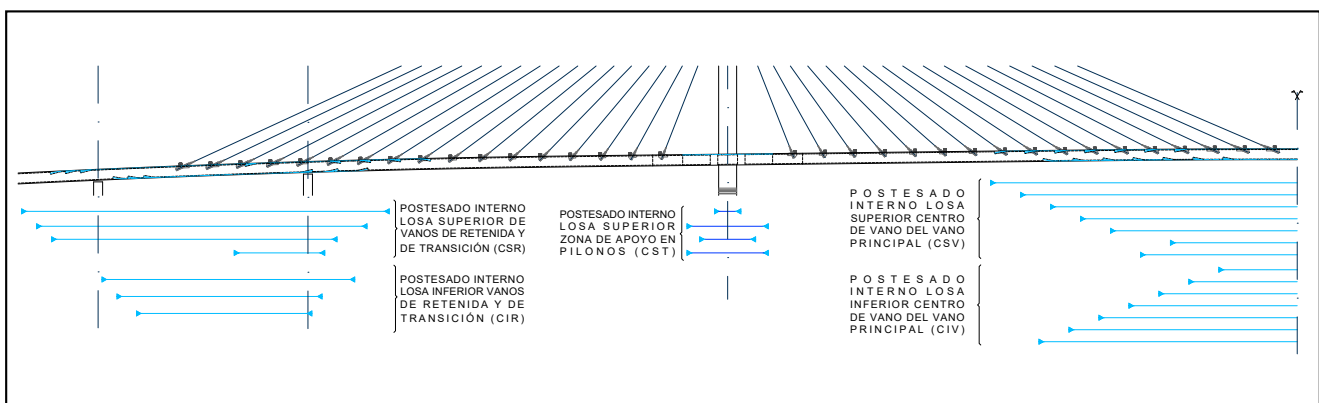


Figura 10. Pretensado longitudinal del tramo atirantado.

3.2.3. Pilono

Los pilonos de atirantamiento están constituidos por un fuste único de 6 m de canto longitudinal y casi 125 m de altura, que atraviesa la sección transversal del tablero mediante una macla compleja que permite apoyar el tablero

en el pilono y empotrarlo en transversal sin vincular los giros longitudinales de ambos elementos (figuras 11 y 12). La transmisión de las fuerzas de los tirantes al pilono se realiza mediante un armario metálico conectado con pernos conectadores al mismo (figura 11).

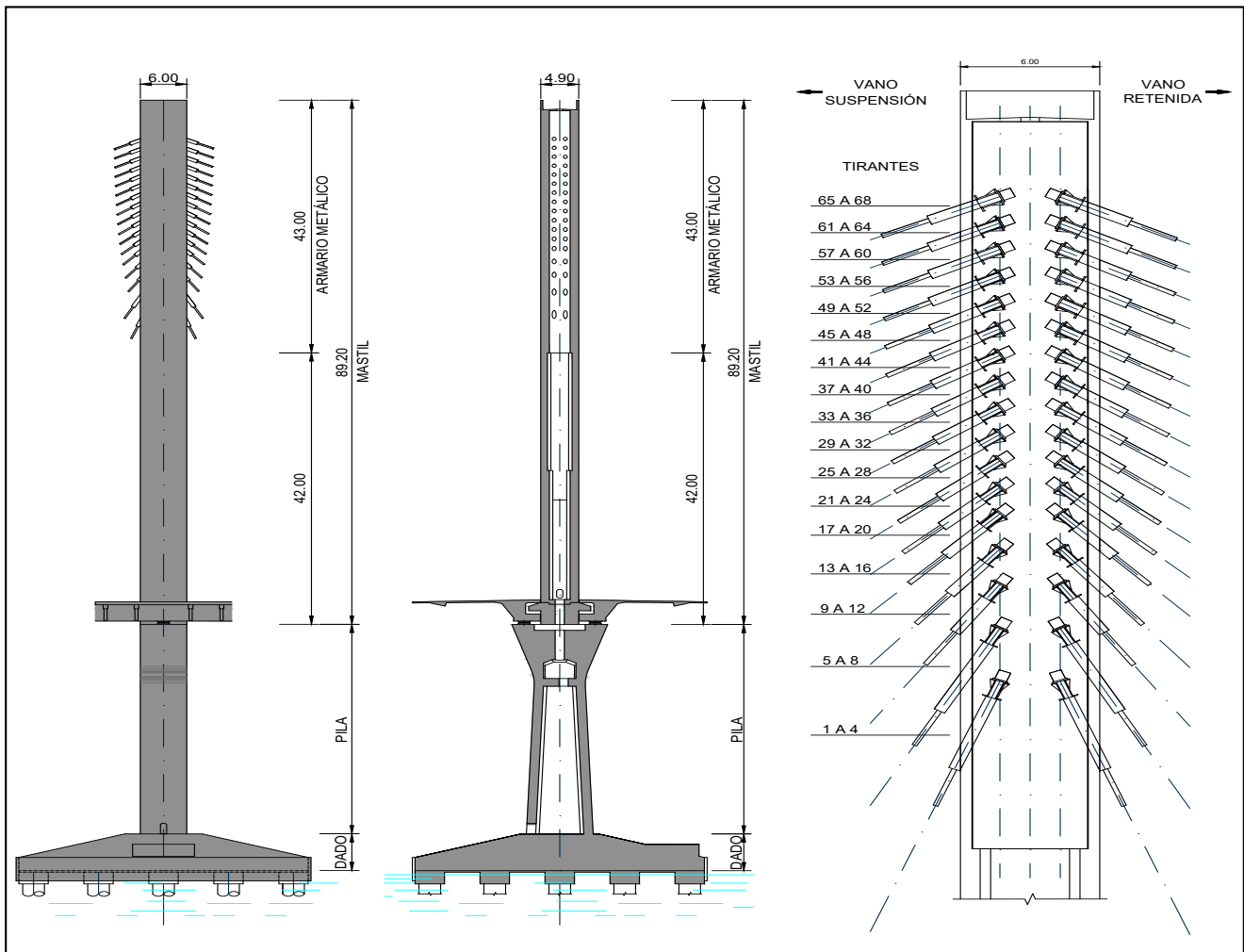


Figura 11. Alzado longitudinal y transversal de los pilonos, y detalle de anclaje de los tirantes mediante armario metálico.

El pilono bajo tablero tiene una altura de aproximadamente 35 m, condicionada por el gálibo vertical requerido por el canal de navegación. Presenta una sección transversal rectangular hueca, con canto longitudinal constante de 6 m y canto transversal variable entre 8.85 m y 6.6 m. El cabecero en forma de palmera crece hasta los 12.4 m de anchura mediante una configuración formal muy similar a la del resto de las pilas de la estructura.

Por encima del tablero el mástil tiene una altura de casi 90 m (85 m desde la cara superior del tablero), y dimensiones constantes de 4.9 m en transversal y 6 m en longitudinal. La dimensión transversal del mástil viene fuertemente condicionada por la necesidad de disponer una mediana de la misma magnitud, lo que determina el ancho del tablero en la zona del tramo atirantado. Los tirantes se anclan en el mástil desde una altura de 51.5 m hasta una altura de 79 m por encima de la cara superior del tablero, lo que proporciona una relación aproximada altura del mástil/luz del vano principal de 0.17.

Los pilonos son los elementos más solicitados a compresión de todo el puente, y por lo tanto en ellos se ha

optado por un hormigón de altas prestaciones, con una resistencia característica mínima de 60 MPa ($f'_c = 60$ MPa).

La macla producida entre el tablero y el pilono es uno de los elementos más complejos de todo el puente, dado que el elevado nivel de torsiones provenientes del tablero y la reducida cuantía de los esfuerzos de cortante han obligado a disponer apoyos invertidos en la base del mástil para evitar el levantamiento del tablero. La transmisión de esfuerzos del tablero a los apoyos del pilono se ha asegurado mediante un mamparo hueco especial que permitiera albergar el arranque del mástil en su seno (figura 12).

La cimentación del pilono es profunda, compuesta por un encepado cuadrado de casi 40 m de lado y 20 pilotes de 2.8 m de diámetro (figura 13). El encepado se sitúa a la altura correspondiente al nivel de la lámina de agua del río Magdalena con un periodo de retorno de 2 años, y protege al pilono del impacto de las embarcaciones que circularán por el río tras la eliminación del Puente Pumarejo original.

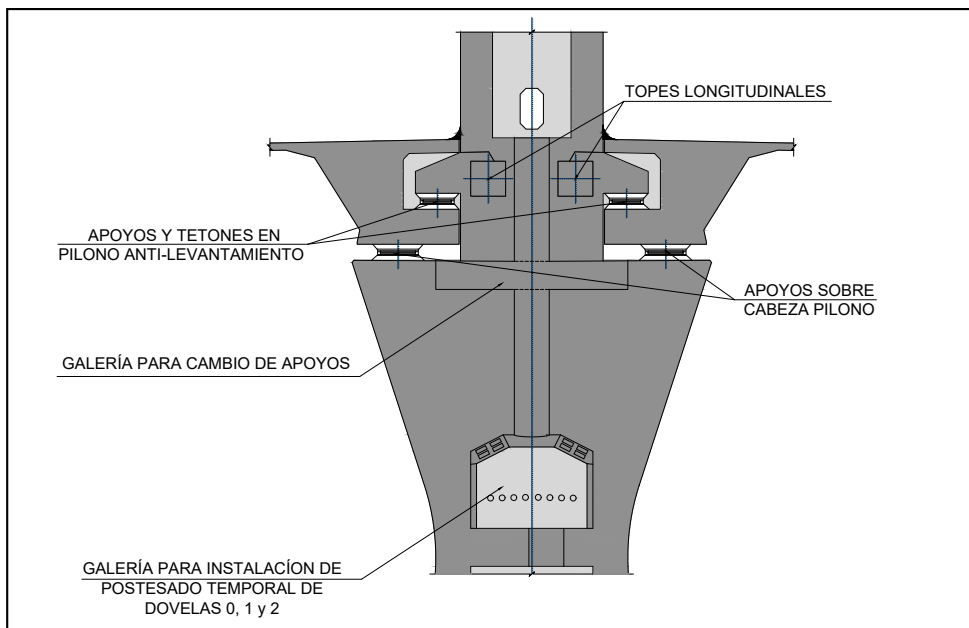


Figura 12. Sección transversal de la maceta entre pilono y tablero por el eje del pilono

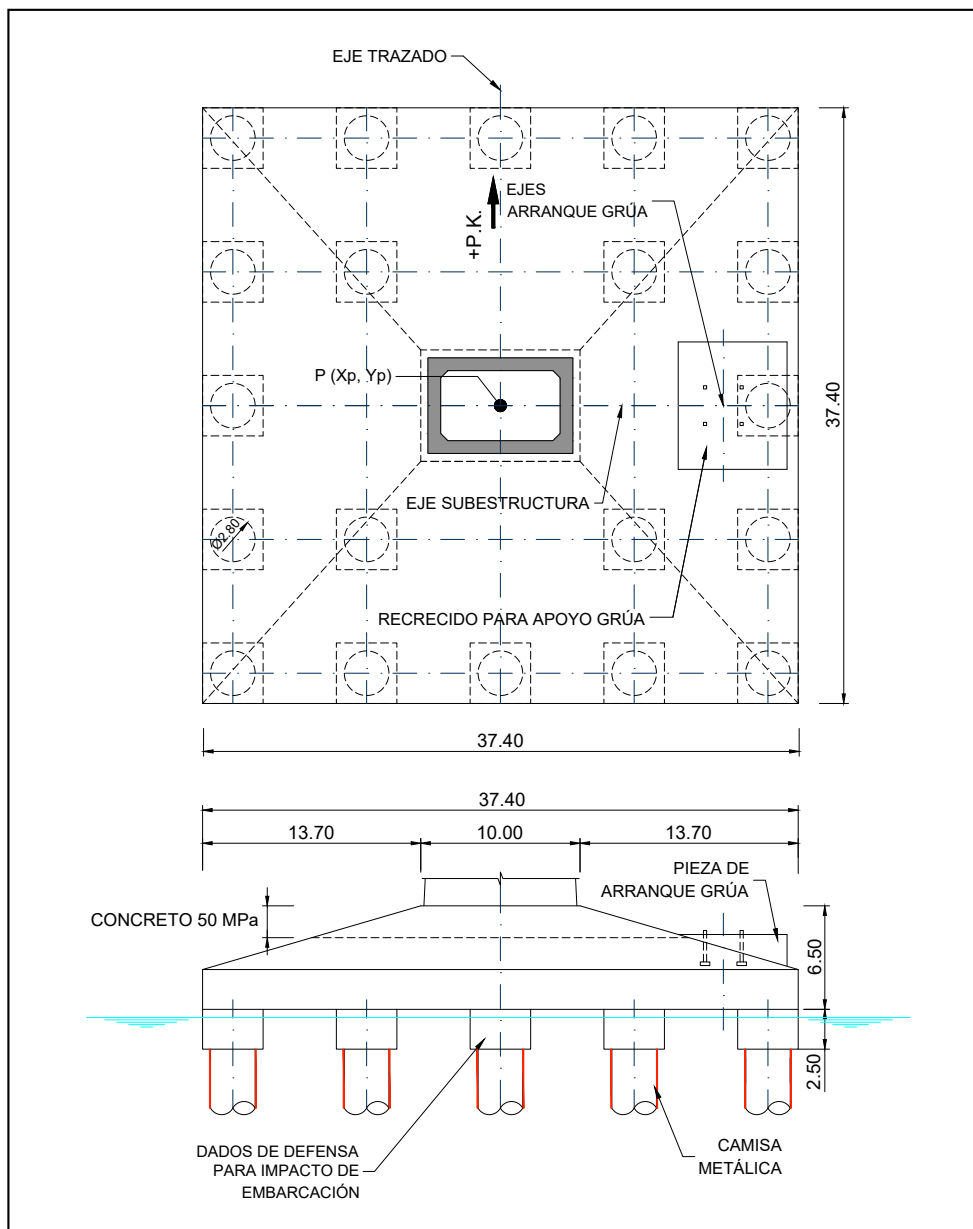


Figura 13. Cimentación del pilono P14 Pila de retenida.

Las pilas de retenida están concebidas como pilas convencionales, si bien reciben unas cargas verticales durante las fases de explotación del puente muy inferiores, que pueden llegar a ser de levantamiento en muchos casos, pues las pilas de retenida constituyen el principal punto de anclaje de la punta de los pilonos. La materialización de la retenida se ha resuelto mediante una solución muy habitual en los

puentes atirantados modernos, que consiste en un anclaje mediante pretensado vertical del tablero a la pila de retenida (figura 14). Las necesidades de peso adicional en esta pila para evitar tracciones indeseadas en los pilotes que la sustentan se consigue mediante la disposición de un lastre de hormigón pobre sobre el encepado.

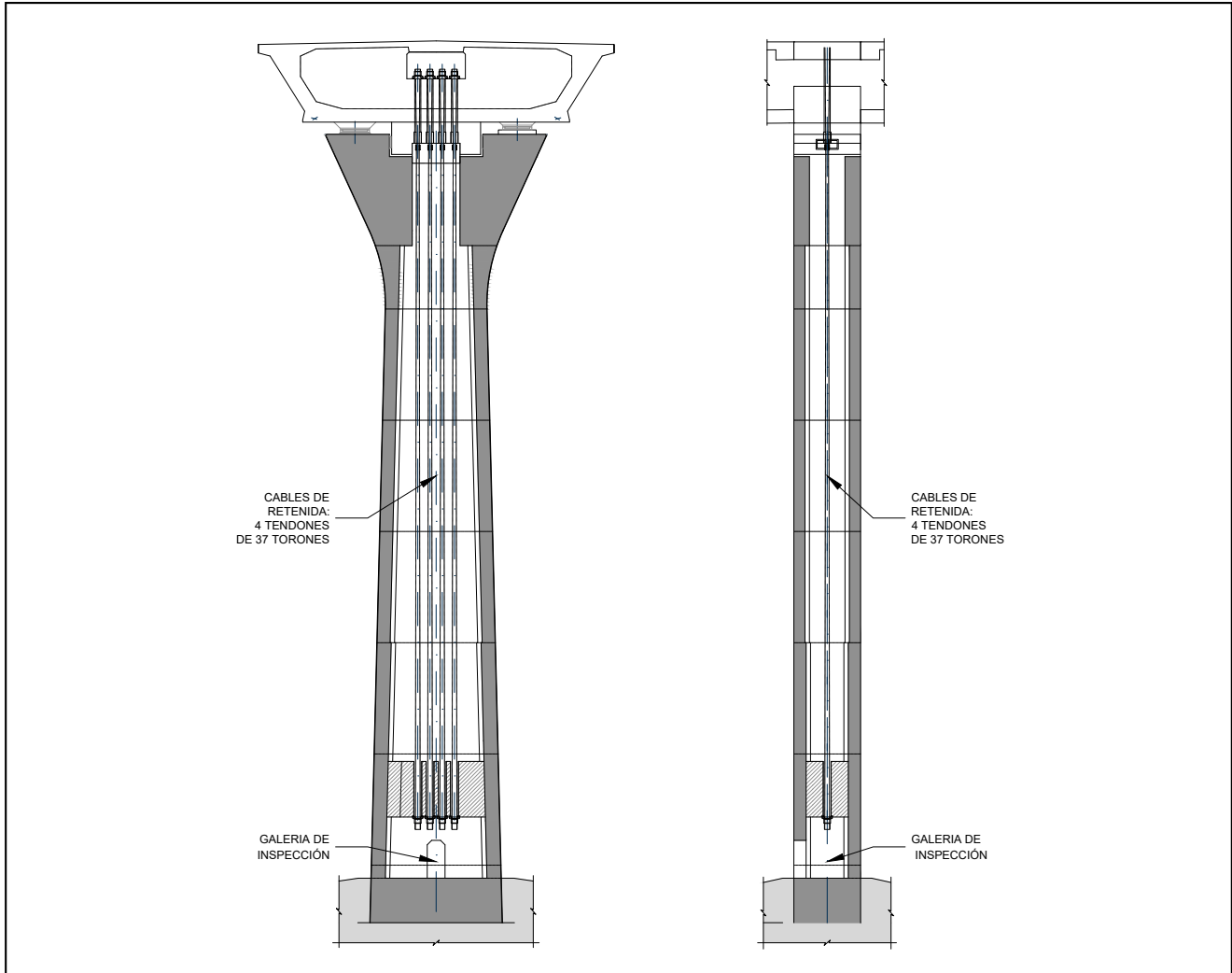


Figura 14. Sección transversal y longitudinal de las pilas de retenida.

3.3. Viaductos de acceso

3.3.1. Tablero

El tablero de los vanos de acceso presenta una sección cajón de hormigón de 3.65 m de canto, lo que, para el vano tipo de 70 m, supone una relación canto-luz de 1/19 y se han ejecutado mediante autocimbra. Como se ha mencionado anteriormente, el ancho de la estructura queda fuera del rango habitual de la tipología cajón simple, llegando en las proximidades de los vanos atirantados a un ancho total de 38.10 m. Las dos almas, inclinadas 58°, respecto a la horizontal, cubren una anchura entre las mismas de 12 m, en la losa inferior del tablero, y de aproximadamente 16 m en la losa superior, de modo que el ancho restante del tablero se compone de dos voladizos de aproximadamente 11 m, a ambos lados del cajón.

Estas longitudes de voladizo se materializan mediante la disposición de costillas transversales cada 5 m, apoyadas sobre puntales exteriores e interiores. Los puntales exteriores consisten en elementos de hormigón prefabricado, de sección rectangular, que permiten apoyar las costillas mencionadas a 3 m del extremo del tablero, transmitiendo la carga vertical a la base de las almas. La conexión de estos puntales a las almas permite el giro de éstos mediante un detalle de tipo rótula. Los puntales interiores son secciones metálicas, y apoyan las costillas en el eje de simetría del cajón. Asimismo, la sección consta de tres vigas longitudinales, coincidentes con los puntos de inserción de los puntales interiores y exteriores, que permiten limitar el espesor de la losa superior a 0.25 m. El espesor de las almas y de la losa inferior varía de 0.525 m y 0.25 m respectivamente en centro de vano, a 0.90 m y 0.60 m, respectivamente, en la región de pila.

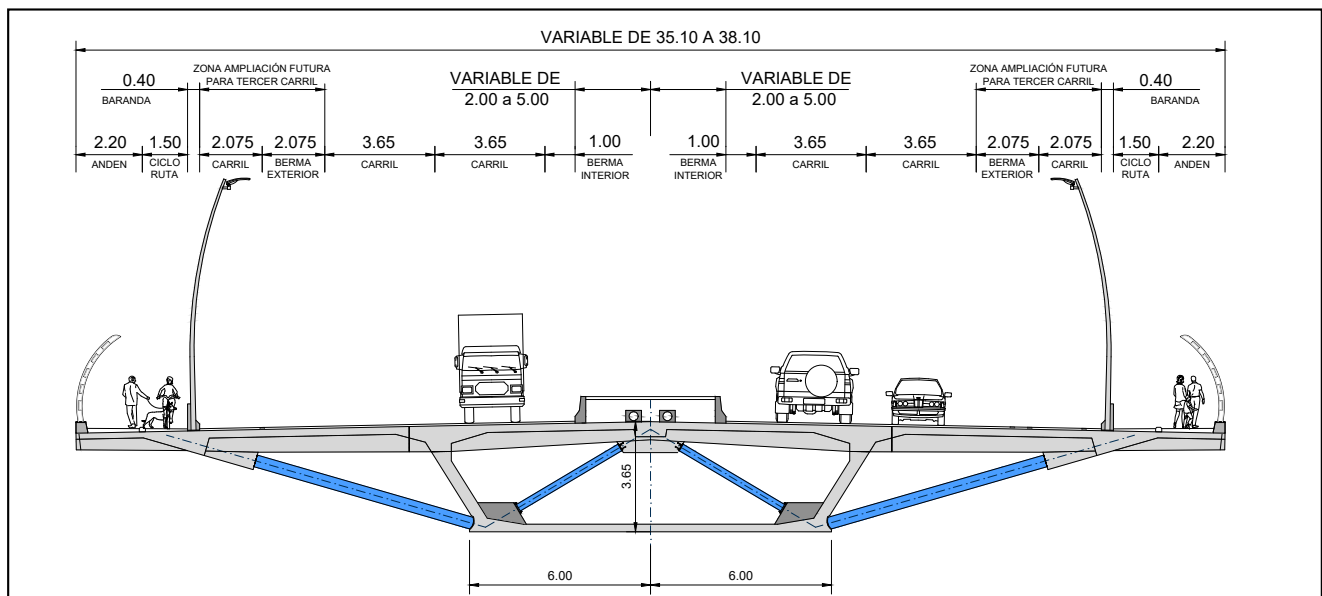


Figura 15. Sección transversal tipo en los vanos de acceso.

El apoyo del tablero sobre las pilas en viaductos de acceso se realiza por medio de aparatos esféricos, disponiéndose un apoyo libre y otro guiado en cada pila, separados 7.30 m entre sí.

En lo referente al pretensado longitudinal del tablero, se presentan tres familias de cables interiores al hormigón. La primera familia de cables (cables CP) presentan un trazado parabólico que discurre por el interior de las alas del cajón, y consta de un total de ocho unidades de 31 torones de 0.6 pulgadas, por alma. La segunda familia (cables CI),

constituyen cables de refuerzo de la losa inferior en la región de centro de vano, de trazado recto, y está formada por unidades de 22 torones de 0.6 pulgadas. Una tercera familia (cables CS) refuerza la losa superior en las regiones de pila, y consiste en unidades de 27 torones de 0.6 pulgadas, de trazado recto. Además del pretensado longitudinal del tablero, se disponen unidades de pretensado transversal en todas las costillas transversales, de trazado eminentemente recto, consistentes en 2 unidades de 14 torones de 0.6" por costilla.

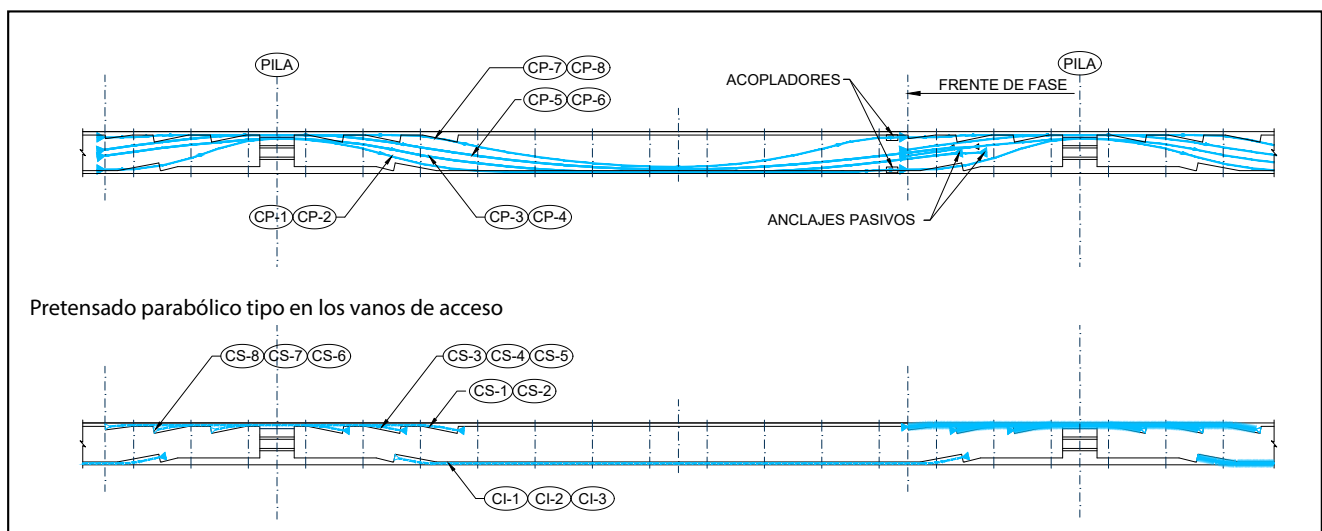


Figura 16. Pretensado recto tipo en los vanos de acceso.

En lo referente al dimensionamiento del tablero, se han seguido los preceptos de la normativa CCP-14 [2]. En concreto, el dimensionamiento del pretensado para fases de explotación viene condicionado por los límites tensionales establecidos para combinaciones en Estado Límite de Servicio, que resultan significativamente más restrictivos que los establecidos por la normativa española equivalente. Así, el límite de tracción en el hormigón para el Estado Límite de Servicio III (que incluye un 80% de la sobrecarga), es de 0.25, aproximadamente un 40% de la resistencia característica a tracción del hormigón.

Además del estudio de la estructura en fase terminada, se ha efectuado una verificación del tablero en fases constructivas, teniendo en cuenta la evolución de la sección resistente de hormigón, (U, cajón, sección total), así como el tesado de las unidades de pretensado correspondientes a cada una de las fases. Para ello, mediante el uso de un modelo evolutivo, se ha llevado a cabo un control tensional fase a fase, según la normativa colombiana, realizándose asimismo verificaciones de la apertura de fisura de hormigón en aquellas fases que originan tracciones significativas, limitando esta apertura de fisura en fase provisional a 0.20 mm.

3.3.2. Cimentaciones y subestructura

La escasa capacidad portante de los suelos superiores en el emplazamiento del puente, ha obligado a recurrir a cimentaciones profundas con pilotes hormigonados *in situ* con diámetros tipo de 2.0 m en los accesos, y de 1.30 m en los ramales. Estos pilotes adquieren una profundidad variable entre 35 m y 55 m, según su ubicación en la traza del puente, hasta alcanzar el estrato de la roca coralina subyacente.

En los tramos en los que el puente responde al patrón tipo de luces de 70 m y ancho entre 35.1 m y 38.1 m, el número de pilotes por encepado es de seis; si bien, en algunas pilas, en las que las características geotécnicas del suelo son peores o las cargas transmitidas a la subestructura son superiores a la de los vanos convencionales, hay hasta ocho pilotes. Tal es el caso de las cimentaciones situadas en la margen derecha o en los puntos de entronques de los ramales en el puente principal.

El diseño de las cimentaciones ubicadas en agua (figura 17), donde los pilotes se ejecutan con camisa metálica, ha debido tener en cuenta tanto la posible socavación del lecho fluvial hasta el nivel de la roca coralina subyacente, como el caso accidental del impacto de una embarcación. La consideración de ambos fenómenos, amén de las sollicitaciones convencionales de las situaciones de servicio y



Figura 17. Cimentación ejecutada en agua.

sismo, ha dado lugar a pilotes fuertemente armados. Asimismo, en el empotramiento de los pilotes a los encepados de estas pilas en agua, se ha dispuesto un dado de hormigón para evitar el impacto directo de la embarcación sobre los pilotes y transmitir su fuerza al conjunto del encepado.

El fuste de las pilas de los viaductos de acceso (figura 18), que presenta sección rectangular hueca con espesores de tabla entre 0.40 m y 0.60 m, mantiene la dimensión longitudinal constante (3 m), mientras que su anchura es variable disminuyendo con pendiente constante desde la base hasta el cabecero.

El capitel superior, con forma de palmera, se abre en su dimensión transversal desde los 4.6 m en su inserción en el fuste, hasta los 10.0 m superiores por medio de una transición circular en cada una de las caras laterales. Presenta una acanaladura central para acoger el tope sísmico que descuelga del mamparo del tablero. La longitud de este tope, 3.0 m, está dimensionada para asegurar la transmisión de la fuerza transversal sísmica para el amplio rango de movimientos del tablero. Al efecto, se han dispuesto apoyos de neopreno teflón en el paramento vertical interno de la acanaladura que recibirían el eventual impacto sísmico.

Cabe reseñar que el diseño de la subestructura ha venido gobernado en gran medida por la acción sísmica ya que, si bien el espectro es moderado ($PGA=0.15$ para un período de retorno de $T=1000$ años), la masa por metro lineal de un tablero de estas dimensiones (unas 60 t/m) es ciertamente considerable.

Esta fuerza sísmica es retenida en dirección transversal en cada una de las pilas al hallarse vinculado el tablero a los cabeceros por medio del tetón anteriormente descrito. En dirección longitudinal la acción sísmica se resiste principalmente por los pilonos del tramo atirantado [6]. Debido a una geometría en planta marcadamente curva en la margen derecha, las pilas ubicadas en esta zona ven magnificada la acción sísmica que soportan, al tener que resistir parte de la componente longitudinal del sismo global del tablero.

En este sentido, se ha realizado un dimensionamiento sísmico basado en desplazamientos, aplicando en el diseño



Figura 18. Alzado de fuste y capitel de las pilas de los vanos de acceso. Fustes pilas ejecutadas.

de los distintos elementos los criterios de cálculo por capacidad contemplados en la *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011* [10]. A tal efecto, se han dispuesto los preceptivos detalles de confinamiento en las zonas susceptibles de rotulación plástica, esencialmente bases de columnas, y se han protegido los elementos adyacentes mediante la aplicación de los correspondientes factores de sobre-resistencia consignados por la normativa.

4. EJECUCIÓN ACCESOS

4.1. Descripción del proceso constructivo

En lo relativo al proceso constructivo del tablero en los accesos, ha sido necesario llevar a cabo dos procedimientos diferentes en función de los requisitos específicos de cada emplazamiento en la obra: ejecución mediante cimbra convencional, y construcción mediante autocimbra.

Tras la ejecución de este primer segmento de la Margen Izquierda, se procedió a ejecutar el cajón central (núcleo central de 16m de ancho) del resto de vanos de la margen izquierda mediante autocimbra superior, en fases de 70 m de longitud que se extienden 15 m más allá de cada pila. La autocimbra que se empleó es superior al tablero, apoyándose directamente sobre el mismo (figura 19).



Figura 19. Proceso de ejecución de los viaductos de acceso con autocimbra (Foto: David Ruiz).

El avance mediante autocimbra según el procedimiento descrito se extendió en la Margen Izquierda hasta 15 m por delante de la pila P16. Posteriormente, ésta se desmontó y se llevó al vano 4 de la Margen Derecha, donde la cadencia de avance prosiguió hasta superar 15 m la pila P11 del tramo atirantado. Los tres primeros vanos en esta margen se ejecutaron *in situ*.

4.2. Concepción estructural de la construcción de los viaductos de acceso

Dado el peso considerable del tablero, y con el objetivo de limitar los medios auxiliares a disponer, la ejecución del cajón central se planteó en subfases, de modo que en una primera subfase se construían la losa inferior y almas (sección artesana), y posteriormente, se ejecutaba la losa superior entre almas. Para cada una de estas fases era preciso tesar una serie de cables de pretensado del tablero, limitando así las tensiones en el mismo y la fisuración durante la fase constructiva. Una vez ejecutado el cajón, incluyendo la

sección en U, más la losa superior central, y tesados los cables correspondientes, se procedía al avance de la autocimbra. La ejecución de los voladizos se materializaba en fases posteriores mediante un carro de alas que avanzaba unos dos vanos por detrás de la autocimbra.

Como se ha comentado, el tipo de autocimbra utilizado ha requerido, por exigencias de la cinemática de su ciclo, la presencia de una dovela 0 de 3 metros de longitud para el apoyo de sus patas delanteras en la pila de avance. Esto ha exigido la ejecución *in situ* de los mamparos del tablero con anterioridad al paso de la autocimbra (figura 20) para garantizar la estabilidad de este elemento en las distintas fases del proceso constructivo, los mamparos han contado con dos parejas de dados de hormigón para el apoyo del mamparo, y de un pretensado provisional que lo vinculaba con el cabecero de la pila.



Figura 20. Mamparo con dados de hormigón provisionales y anclajes provisionales.

Una vez hormigonada la primera subfase del tablero (sección artesana) se procedía a la remoción de los cables de pretensado y de los macizos de hormigón, para lo que se ha recurrido a un proceso de corte con hilo de diamante. Posteriormente se proseguía con el resto de etapas del ciclo de construcción del tablero (tesado de primeras familias de cables, ejecución de la losa superior, tesado del resto de cables, etc.). La supresión de la vinculación provisional tablero-pila ha obedecido al interés de reducir los esfuerzos que se transmitirían a la subestructura por posibles movimientos impuestos del tablero (retracción, acortamiento elástico, etc.).

Cabe reseñar que el paso de la autocimbra sobre el tablero recién construido, vano extremo con una sección transversal incompleta (sin voladizos laterales), ha constituido una de las fases críticas de la comprobación estructural del viaducto.

Asimismo, se indica que, hasta la ejecución de los voladizos laterales, la mayor parte del pretensado se encuentra aplicado en una sección transversal con menor área (cajón central) y con menor peso propio, lo que conlleva la existencia en ciertas secciones de esfuerzos inversos a los naturales por sobretesado (como el punto de inflexión). Esta

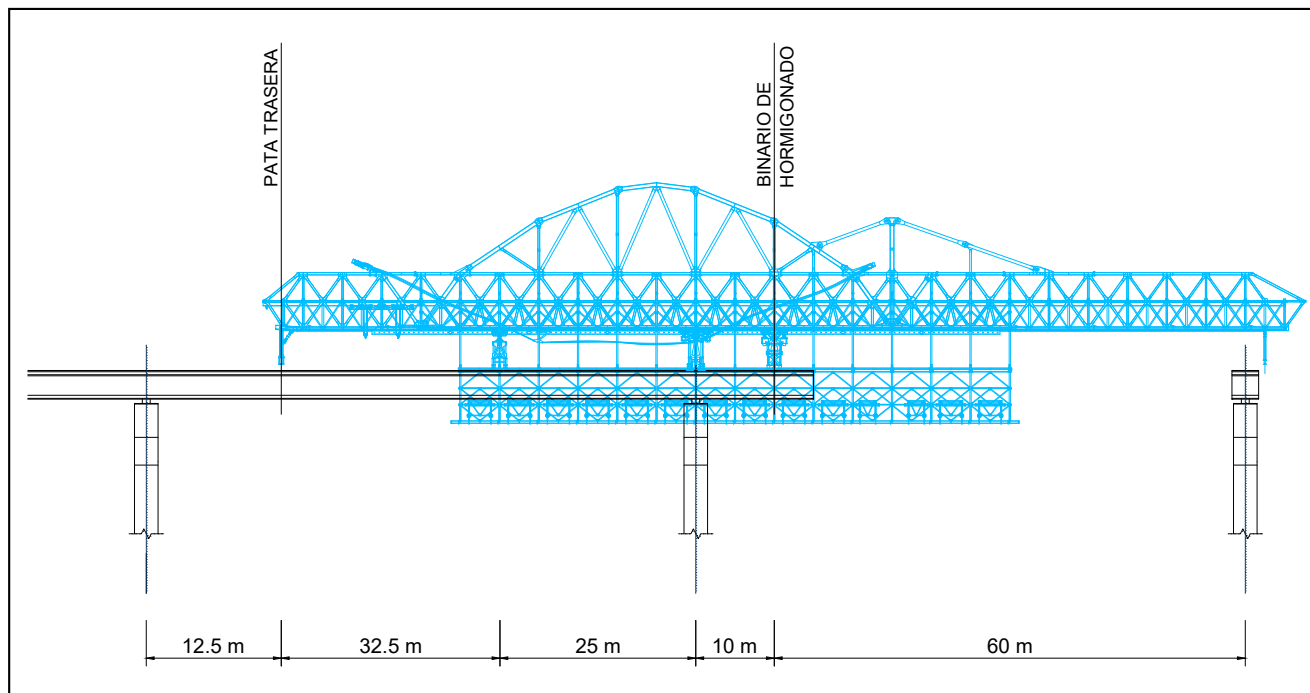


Figura 21. Apoyo de la autocimbra sobre el tablero.

situación, que se normaliza al aplicarse el peso de los voladizos, junto con el referido paso de la autocimbra, son ejemplos de situaciones de cálculo que deben estudiarse exhaustivamente en un proceso constructivo de este tipo.

Por otro lado, el paso de la autocimbra sobre el tablero (figura 21) ha exigido el diseño y dimensionamiento de recercados y armados específicos en los puntos de apoyo de los binarios, a fin de garantizar una transmisión adecuada de las cargas locales de la autocimbra al sistema estructural general del tablero.

Para la constitución de los puntos fijos provisionales se dispusieron unos arriostramientos metálicos en forma de cruz de San Andrés en el estribo E2 (margen izquierda) y en la pila P3 (margen derecha) (figura 22). Esta solución, aparte de su función de retenida frente a acciones longitudinales convencionales (rozamiento de apoyos, viento, frenado y arranque de la autocimbra, etc.), ha permitido resolver el requisito de sismo de construcción que exige la AASHTO por medio de un mecanismo que, en virtud de los conceptos del cálculo sísmico en desplazamientos y del cálculo por capacidad, reduce ostensiblemente los eventuales esfuerzos que un tablero de estas dimensiones y peso hubiera transmitido a la subestructura en caso de evento sísmico.



Figura 22. Puntos fijos provisionales en fase constructiva.

4.3. Detalles ejecución del tablero

La autocimbra (Movable Scaffolding System - MSS) que se utilizó para la ejecución de 8 vanos por cada margen, diseñada y fabricada específicamente para este proyecto, tuvo una longitud total de aproximadamente 133m y un peso de 1500 toneladas. Para su montaje inicial se construyó un terraplén provisional de más de 18000 m³, tras el estribo del lado Barranquilla, sobre el cual se apoyó en torres de carga provisionales, la viga principal de la estructura que pesaba cerca de 1200 toneladas (peso sin encofrados ni estructuras laterales).

Una vez realizado el montaje de la autocimbra con sus correspondientes pruebas de locomoción, se avanzó sobre el primer vano ejecutado sobre cimbra total, (vano 25) y se colocó en posición de hormigonado del primer vano a ejecutar (vano 24), desde el cual se izaron las estructuras laterales y encofrados, cuyo peso total era alrededor de 300 toneladas.

Cada vano de autocimbra ejecutado seguía el siguiente ciclo de actividades, el cual tardaba entre 21 y 28 días en promedio:

- Hormigonado de la sección de losa inferior y hastiales (Sección U)
- Eliminación de cables verticales provisionales en pila ($f'c \geq 20$ MPa)
- Corte mediante hilo de diamante de los apoyos provisionales del vano ejecutado
- Tesado parcial de cables parabólicos y cables inferiores de la sección U
- Ejecución de losa superior
- Tesado total de cables inferiores y parabólicos de la sección cajón
- Desactivación del sistema OPS (Organic Prestressing System – sistema de pretensado de la autocimbra para compensar la flecha por el peso del hormigón) y apertura de encofrados
- Avance de la autocimbra a su siguiente fase de ejecución



Figura 23. Autocimbra en posición de hormigonado.

Posteriormente a la ejecución de la sección cajón con la autocimbra, y con dos vanos de desfase mínimo como condicionante de diseño, se trasladaba el carro de alas completando la sección total de tablero, que en la margen izquierda variaba entre 29.75 m y 38.10 m.



Figura 24. Montaje autocimbra en el lado Barranquilla.

Las cargas sísmicas y acciones eólicas sobre la autocimbra como tal, condicionaron el diseño del tablero y pilas, así como su sistema de transmisión de cargas a la infraestructura, estando limitado su avance a vientos de hasta 40 km/h. Acorde a esta limitación, se presentaron suspensiones de los avances por los fuertes vientos en los meses de agosto, diciembre y enero midiendo en algunos casos vientos hasta de 120 km/h a la altura de operación de la autocimbra.

Sobre la estructura principal de la autocimbra se instalaron anemómetros para evaluar velocidades de viento, los cuales disparaban sistemas de alarma en caso se superasen los rangos normales para su operación. Se dispusieron también sistemas de ubicación a tiempo real por GPS, para facilitar el avance, ripado y posicionamiento de la estructura acorde a los planos de diseño.

El carro de alas de los viaductos de acceso se proyectó para ejecución de fases de 15 metros de longitud, siendo necesarios entre 4 y 5 ciclos para completar cada uno de los vanos.



Figura 25. Vista aérea carro de alas accesos.



Figura 26. Carro de alas en viaductos de acceso.

Una vez terminadas las alas laterales de cada vano, se procedía al tesado de los cables superiores de la sección cajón, finalizando así la sección completa de cada uno de los vanos.

4.4. Particularidades de ejecución y medios auxiliares

4.4.1. Interferencias con diferentes frentes de obra

En la margen izquierda del tablero, se proyectó conectar dos ramales vehiculares, los cuales condicionaron la ejecución de los vanos 25 y 21, siendo este último de particular atención en las maniobras de avance de la autocimbra. La cercanía de la pila 1.20 del ramal 1 a la zona de paso de la autocimbra, junto con el condicionante de la curvatura del trazado, obligo a realizar varios ripados de compleja ejecución para lograr avanzar la autocimbra del vano 21 al vano 20, sin suspender las actividades de ejecución de las pilas del ramal.

De similar forma, el carro de alas en la margen izquierda, planteaba interferencias con la construcción del tablero del ramal 1, por lo cual fue necesario adelantar su posición desde la última fase del vano 24 (fase 5), hasta la fase 3 del vano 22. Con ello se logró acoplar la estructura del ramal 1 con la sección cajón del vano 21 sin que ello interfiriera con la ejecución de las alas laterales.

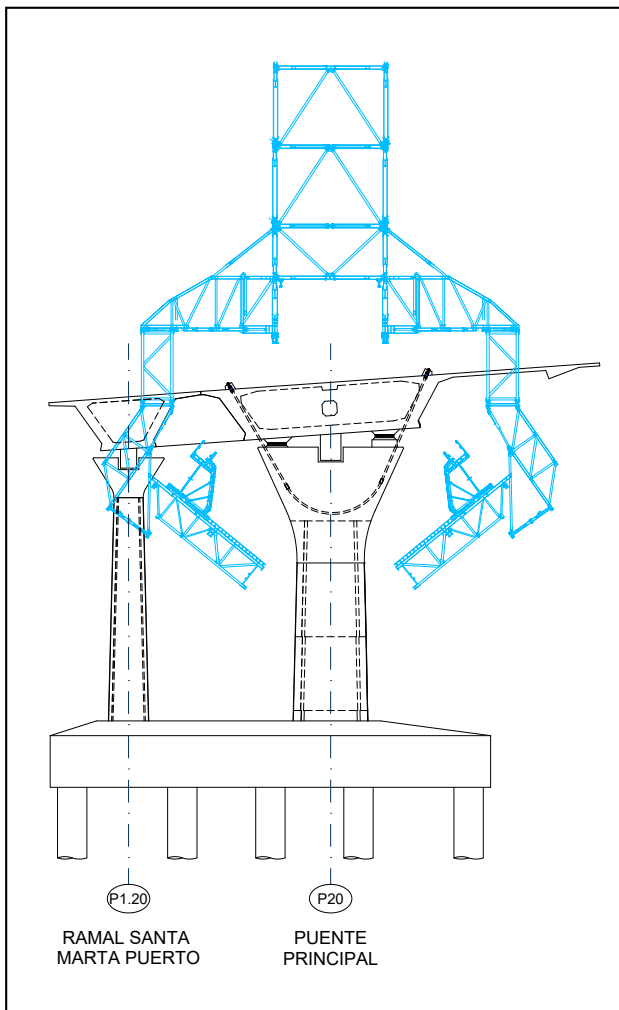


Figura 27. Interferencia en avance de autocimbra.



Figura 28. Autocimbra en avance a vano 21.

El carro de alas continuó su ejecución desde el vano 22 hasta el vano 17, y posteriormente se retrocedió nuevamente hasta el vano 23 para finalizar las alas faltantes. Se lograron rendimientos de ejecución de fases de 15 metros de alas, de 4 días, lo cual representaba la terminación de un vano completo en alrededor de 16 a 20 días.



Figura 29. Autocimbra en avance a vano 21.

La concepción inicial de la estructura requería la ejecución de la totalidad de los vanos de acceso de 70 metros de luz mediante la autocimbra, sin embargo dada la complejidad de plazos de obra, fue necesario ejecutar dos vanos con cimbra total (vanos 2 y 3) previniendo la interferencia que podría suceder entre los carros de avance del costado de retenida del tramo atirantado y la autocimbra en posición de hormigonado del vano 11 (último vano de la margen derecha).



Figura 30. Autocimbra en avance a vano 11.

4.4.2. Prueba de fricción para cables parabólicos de tesado

Con el fin de verificar los coeficientes de fricción por curvatura y por colocación empleados en el proyecto estructural, se realizó una prueba de fricción en dos de los cables parabólicos que típicamente se usaron en todos los vanos de ejecución con autocimbra. Para tal fin se dispusieron dos gatos de tesado, uno en el anclaje pasivo y otro en el anclaje activo, ambos conectados a sus bombas y manómetros analógicos. La prueba fue realizada en el segundo vano ejecutado con la autocimbra (vano 22).

Mediante un sistema de cuñas con clip de fijación y un plato de transición, se garantizó que el plato de arrastre del gato pasivo funcionara a manera de anclaje, sin que las cuñas se clavaran en el botón del cable. De esta manera al iniciar a tesar el costado pasivo, se evidenciaba la presión que se ejercía en el gato ubicado en el costado pasivo. Se llevó registro de presiones y elongaciones cada 1000 psi de presión, llegando hasta la carga final de tesado proyectada.

Posteriormente se retiró el gato del costado pasivo, permitiendo que las cuñas se clavaran, y finalmente se llevó la

fuerza del anclaje pasivo a la fuerza de diseño, mediante el mismo gato con que se realizó la prueba. De los resultados obtenidos se constató que los coeficientes de fricción adoptados en el cálculo estructural se ajustaban muy bien a los valores de pérdidas de fricción medidos en campo.

Tabla 1. Presiones de tesado en prueba de fricción cable CP3

Anclaje activo		Anclaje pasivo	
Presión	Elongación	Presión	Elongación
PSI	cm	PSI	cm
1000	0.0	400	0.0
2000	5.9	950	-0.1
3000	12.2	1550	-0.2
4000	18.1	2100	-0.2
5000	24.0	2550	-0.3
6000	29.6	3100	-0.4
7000	35.3	3600	-0.5
7500	38.7	3900	-0.5

Tabla 2. Presiones de tesado en prueba de fricción cable CP4

Anclaje activo		Anclaje pasivo	
Presión	Elongación	Presión	Elongación
PSI	cm	PSI	cm
1000	0.0	500	0.0
2000	6.8	1100	0.0
3000	12.7	1650	-0.1
4000	19.2	2250	-0.1
5000	24.7	2750	-0.1
6000	30.4	3250	-0.2
7000	36.1	3850	-0.3
7500	39.0	4050	-0.3

A partir de la norma Colombiana de diseño de puentes CCP-14 [1], se establecieron en diseño los siguientes coeficientes de fricción:

- Coeficiente de fricción por curvatura: 0.21
- Coeficiente de fricción por colocación: 0.00066

4.4.3. Instrumentación en autocimbra

Con el fin de controlar las cargas transmitidas por la autocimbra al tablero y a las pilas de los viaductos de acceso, se diseñó un sistema de instrumentación basado en lecturas de extensómetros a cuerda vibrante, soldados a las vigas principales de los binarios de la autocimbra.

Se instrumentaron los binarios de pila, de hormigonado y de lanzamiento, tomando lecturas de deformaciones en los patines superior e inferior en secciones cercanas a los apoyos, las cuales se traducían a reacciones transmitidas por cada uno de los binarios.



Figura 31. Binario de lanzamiento.

Estas cargas, de carácter evolutivo y elevado valor, condicionaron el diseño de la sección de tablero, lo cual hacía aún más importante el asegurar que las reacciones transmitidas estuvieran siempre dentro de los valores teóricos esperados.

En la figura 32 se presenta la disposición en fase de hormigonado para los binarios que apoyan sobre los frentes de fase, y la pila delantera del vano por ejecutar. El binario de hormigonado siempre se apoyaba a 10 metros del eje de la pila trasera del vano a ejecutar. En la figura 33 se resumen las reacciones en los binarios de hormigonado y de pila, durante la ejecución del viaducto de acceso de la margen izquierda. Los picos más altos superaban en su mayoría las 2500 ton de reacción total transmitida a pila y tablero.

Las reacciones correspondían al peso de la autocimbra, el peso del hormigonado de la sección U y el peso parcial de la losa y sus encofrados, ya que al momento de su vaciado, el concreto de la sección U tenía una resistencia mínima de 35 MPa, parte de los cables eran tesados y parte del peso del concreto fresco de la losa era transmitido directamente a la sección estructural de tablero. El reparto de cargas de vaciado de la sección de losa, de compleja estimación, fue uno de los aspectos que se logró evaluar con la instrumentación.

Las cargas transmitidas, tras el tesado y descimbrado de cada vano y hasta la posición de vano siguiente, se mantenían cercanas a las 1500 toneladas de peso total de la autocimbra y descendían por efecto de la implementación del binario de lanzamiento en cada uno de los avances.

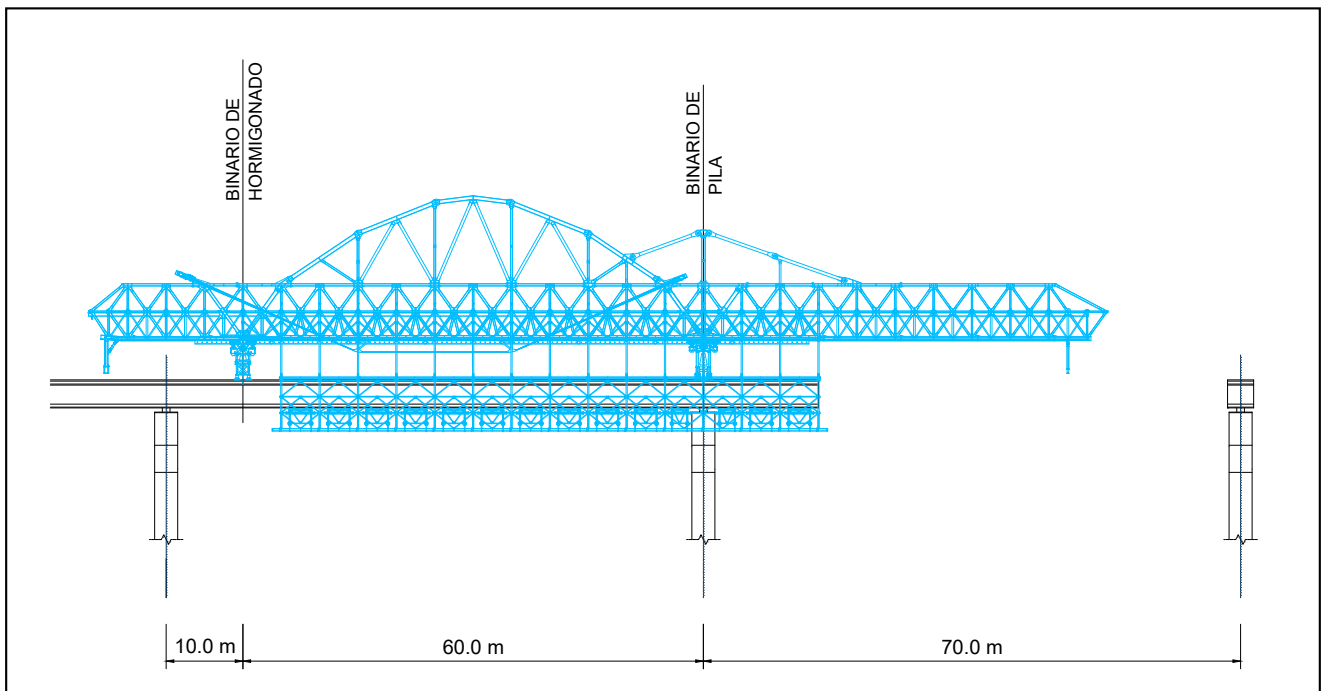


Figura 32. Disposición de binarios en fase de hormigonado.

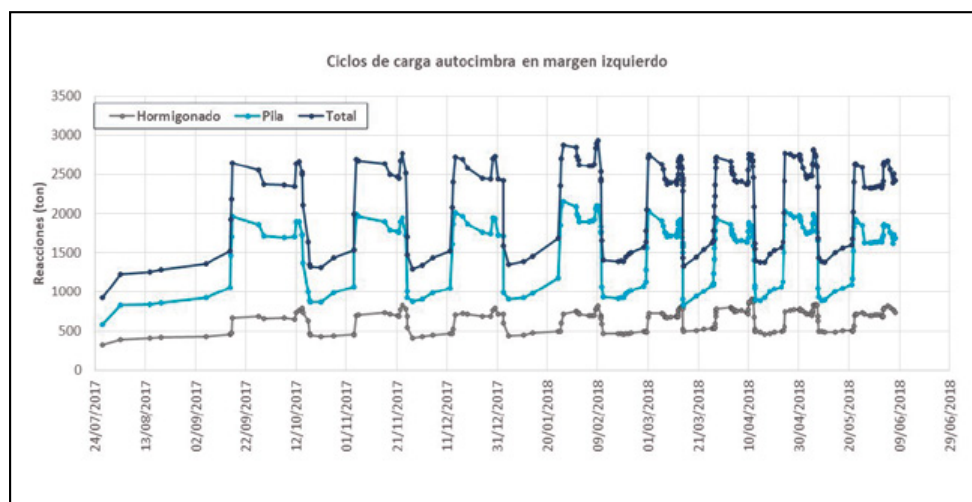


Figura 33. Reacciones totales en binarios de hormigonado y pila de la autocimbra (viaducto margen izquierda).

4.4.4. Instrumentación en puntos fijos

En la margen izquierda el punto fijo se adaptó en el estribo del lado Barranquilla y en la margen derecha en la pila 3. Una vez se conectaban los viaductos de acceso con el tramo atirantado, se desvinculaban inmediatamente los puntos fijos de los extremos, pasando a ejercer su función, cada uno de los pilonos del tablero atirantado.

Estas estructuras fueron instrumentadas mediante extensómetros a cuerda vibrante, soldados a las diagonales principales de cada punto fijo. Las lecturas se traducían a fuerzas axiales de compresión o tracción y a partir de allí se verificaba el adecuado comportamiento del sistema de fijación de los vanos de acceso.

En la figura 35 se presentan las reacciones del punto fijo de la margen izquierda durante la ejecución de los vanos 25 a 21. En la gráfica los valores de axial negativo indican tracción, la cual en general correspondía con el aumento de esfuerzos de retracción tras los vaciados de los vanos y se

liberaba, tras el corte de los apoyos provisionales entre dovelas cero y cabeceros de cada frente de ejecución.



Figura 34. Punto fijo en margen derecha.

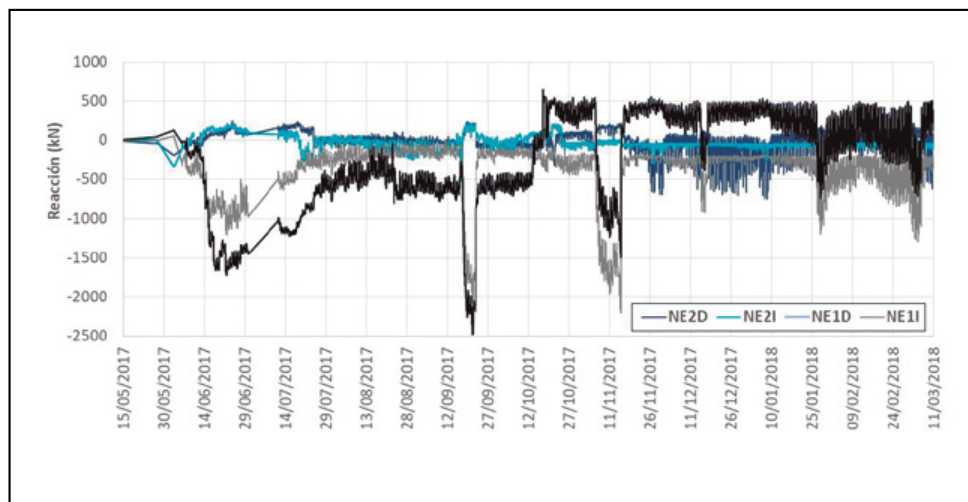


Figura 35. Reacciones en punto fijo margen izquierdo.

5. EJECUCIÓN ATIRANTADO

5.1. Descripción del proceso constructivo

La ejecución del tramo atirantado del tablero del nuevo Puente Pumarejo se lleva a cabo mediante el avance por voladizos sucesivos simétricos de la sección cajón desde los pilonos hacia los viaductos de acceso y hacia el centro de vano (190 m). Se emplean dovelas de 10 m de longitud y

unas 500 t de peso, lo que sitúa a este puente a la vanguardia mundial de este tipo de construcción, ejecutados mediante carros de avance superiores contruados *ad hoc* para este proyecto. La sección se completa con la ejecución de las alas mediante un carro de alas inferior por cada brazo del tablero, 2-3 dovelas por detrás del frente de avance, que ejecuta puestas de igual longitud que el carro de avance, 10 m (figura 23).

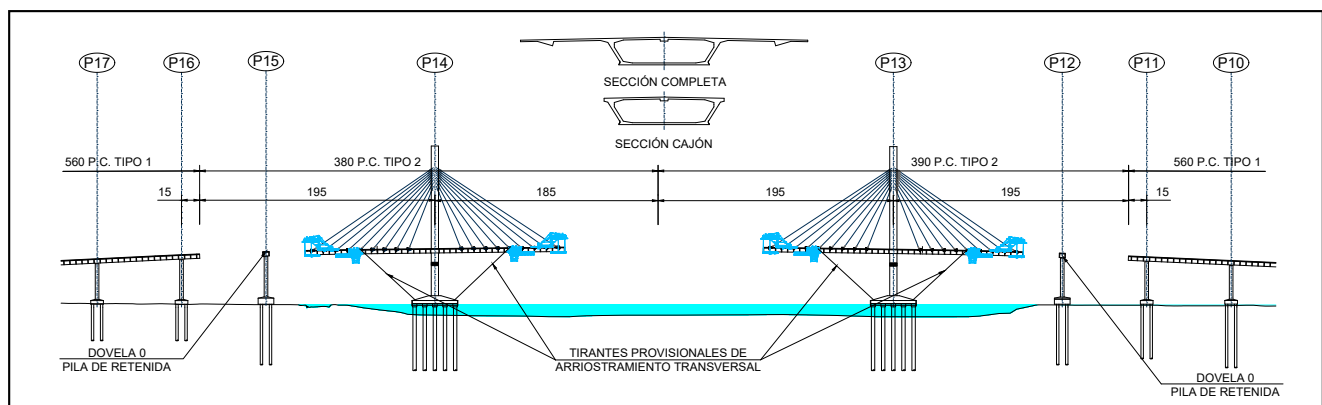


Figura 36. Proceso constructivo del tramo atirantado del nuevo Puente de Pumarejo.

5.2. Concepción estructural del proceso constructivo

La construcción del tramo atirantado ha tenido tres características principales: la construcción por avance en voladizos sucesivos, que ha pasado por diferentes fases cada una de las cuales ha tenido su complejidad; la construcción evolutiva de la sección transversal; y la ausencia de pretensado de construcción.

La construcción del tablero comenzaba con la ejecución de la dovela 0 de los pilonos, empotrada provisionalmente a ellos. Esta vinculación se materializaba por medio de un empotramiento con dados de hormigón y cables de pretensado verticales anclados en el cabecero del pilono bajo tablero. Este empotramiento estabilizaba el avance por voladizos sucesivos del cajón del tablero hasta alcanzar el primer tirante, situado a 22.5 m del eje del tablero. Una vez dispuestas las primeras parejas de tirantes a ambos lados del pilono se procedió a la remoción de la vinculación provisional (figura 24).



Figura 37. Ejecución de las dovelas cajón 2 una vez dispuestas las primeras 2 parejas de tirantes de cada lado y liberado el empotramiento provisional contra el pilono.

Una vez liberado el empotramiento provisional en el pilono, la construcción del tablero seguía sin más elemento de estabilización de la ejecución por avance en voladizo que la capacidad a flexión del pilono hasta la ejecución de la dovela cajón 7 de cada lado. En dicho momento se ejecutaban las alas de la dovela 4, que permitían la disposición de los tirantes provisionales antiviento que se anclaban en esta dovela. Dichos tirantes se anclaban en un lado del tablero y en el lado opuesto del encepado del pilono, creando un elemento de estabilización lateral frente al viento del gran voladizo que formaba el tablero desde los pilonos. Adicionalmente, la configuración longitudinal de los tirantes provisionales antiviento permitía que estos elementos cogieran parte de las cargas descompensadas del avance por voladizos sucesivos, reduciendo en parte la elevada flexión que sufriría todo el pilono bajo tablero desde esta fase hasta el cierre contra la dovela 0 de las pilas de retenida (figura 25).



Figura 38. Llegada del brazo de retenida del tablero a la pila de retenida, en el que se aprecian los tirantes provisionales antiviento anclados en las dovelas 4 de cada lado.

Una vez cerrado el tablero contra la pila de retenida, la construcción por avance en voladizo continuaba siguiendo la misma cinemática empleada hasta el momento. Sin embargo, el desequilibrio durante las fases descompensadas pasaba a resistirse mediante el par de fuerzas formado por la pila de retenida y el pilono, lo que rigidizaba notablemente la estructura y reducía ostensiblemente las flexiones en la base de los pilonos. La ejecución del tablero avanzó sin mayor inconveniente hasta la ejecución de los cierres contra los viaductos de acceso, tras lo cual pudo realizarse el cierre de la sección cajón en el centro de vano del vano de suspensión. La ejecución del tablero se concluía mediante la ejecución de las alas de las dovelas faltantes y el desmontaje de todos los carros de avance y de alas (figura 26).

Para la ejecución de los diferentes cierres del tablero se han diseñado unas vigas metálicas específicas que, una vez enfrentados los bordes a unir, coartaban el movimiento relativo de las secciones extremas de los voladizos (figura 26).

En cuanto a la construcción evolutiva de la sección, es importante señalar que la ejecución de dovelas de 10 m ha sido posible únicamente gracias a la ejecución en 2 fases de la sección transversal. Los carros de avance por voladizos sucesivos han tenido que soportar dovelas cajón de unas 450-500 t (casi 600 t las más pesadas), que, de haberse ejecutado el tablero a sección completa, hubieran supuesto en torno a 600 t (unas 750 t las más pesadas), un valor completamente fuera del rango de ejecución de este tipo de estructuras. Por otro lado, la construcción evolutiva de la

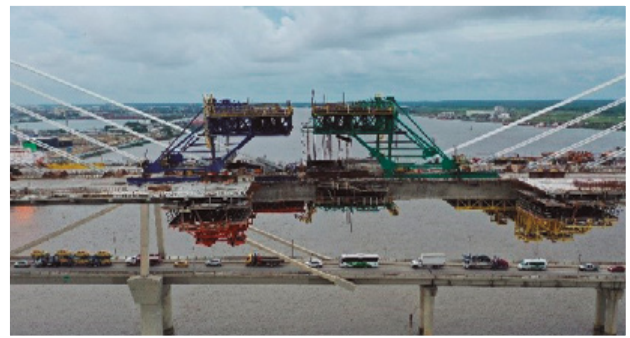


Figura 39. Ejecución de la dovela de cierre de centro de vano atirantado, en el que se aprecian tanto el sistema de fijación de la dovela de cierre como los carros de alas 2-3 dovelas por detrás.

sección ha permitido compensar en parte los importantes esfuerzos de flexión negativa que se producen en el tablero con la ejecución de cada nueva dovela, a base de positivizar la ley de flexión en el tablero hasta que el peso de las alas de la sección compensaba la fuerza vertical introducida en los tirantes con la ejecución de la dovela cajón. Sin embargo, también ha supuesto retos importantes, complicando notablemente el comportamiento del tablero a nivel seccional: cambio de la altura del centro de gravedad, efectos reológicos diferenciales, etc.

Por último, dos fueron las razones principales para acometer la construcción del tablero del tramo atirantado sin un pretensado longitudinal de construcción: por un lado, los ajustados plazos de ejecución requeridos para la finalización de la obra en plazo exigían reducir el número y la complejidad de las operaciones requeridas dentro de un ciclo de ejecución tipo; por otro lado, el uso de dovelas de 10 m con una longitud igual a la distancia entre tirantes permitía que ninguna dovela tuviera que soportar su propio peso en voladizo, contando siempre con el apoyo delantero de un tirante.

5.3. Estudio de sensibilidad

5.3.1. Importancia del estudio de sensibilidad

A los ya de por sí complejos procesos de avance en voladizo de puentes atirantados de hormigón, se le añadían 3 retos: peso y longitud de la sección, construcción evolutiva de la sección, y ausencia de pretensado durante la construcción (que obligaba a un control estricto de la fisuración durante la construcción).

Estos retos, unidos a la importancia de un exhaustivo control de deformaciones durante la construcción que asegurara una rasante adecuada, motivaron la conveniencia de realizar un estudio de sensibilidad del puente durante su construcción, que analizara la variación de las diferentes variables (deformaciones y esfuerzos), frente a desviaciones predeterminadas en los principales parámetros del puente.

5.3.2. Definición de las variables principales de estudio

Las variables principales que gobernaban el comportamiento del nuevo Puente Pumarejo durante la ejecución del tramo atirantado se definieron a priori en base a literatura específica [12], [13] y experiencia previa en procesos constructivos similares.



Figura 40. Vista de los carros de avance por voladizos sucesivos y los carros de alas 3 dovelas por detrás.

El valor nominal de todas las variables descritas a continuación se evaluó según la normativa de referencia del proyecto [10], complementándola en aquellos aspectos específicos mediante la bibliografía especializada necesario [11].

- **Módulo de deformación del hormigón:** Es uno de los parámetros más variables de las características nominales del hormigón, pudiendo verse afectado notablemente por la naturaleza del árido empleado en la mezcla, las proporciones de los diferentes componentes empleados, etc.
- **Peso del tablero:** Se trata de uno de los parámetros más sensibles en la ejecución del tramo atirantado. La variación respecto a su valor nominal puede deberse a variaciones en la densidad del hormigón armado (mala estimación de la cuantía de acero, proporción diferente a la habitual de los diferentes componentes de la mezcla, etc.), o a variaciones en el volumen de hormigón vertido respecto al teórico (holguras en los encofrados, sobreespesores debidos a la fluidez del hormigón).
- **Fuerzas de tesado en los tirantes:** Junto con el peso del tablero es uno de los parámetros más sensibles en la ejecución del tramo atirantado. La variación respecto a su valor nominal puede producirse debido a errores de medida, de calibración de los gato, etc.
- **Efectos reológicos:** Aunque su influencia en el comportamiento resistente del puente no es demasiado elevada, sí lo es en el comportamiento deformacional. Asimismo, la incertidumbre asociada a su caracterización es una de las más elevadas dentro de los parámetros aquí descritos.
- **Fisuración del hormigón:** Esperada en alguna de las fases en alguna zona del tablero debido a la construcción en sección armada (antes del cierre de la estructura se esperaba que toda la fisuración se encontrara cerrada, como así fue), depende de otras variables con un alto grado de incertidumbre como la resistencia del hormigón, y otros parámetros y fenómenos de difícil cuantificación (*tension-stiffening*, etc.), por lo que es un fenómeno con un alto grado de incertidumbre.
- **Ancho eficaz de las losas superior e inferior:** Dada la complejidad del fenómeno y las simplificaciones que se asumen en su cuantificación se trata de una variable con una alta incertidumbre. En un proceso constructivo de estas características debe añadirse la

incertidumbre asociada a la evolución constante del nivel de esfuerzos en el tablero, que hace que el ancho eficaz de cada sección pueda variar a lo largo de las diferentes fases de construcción del tablero.

Definición del rango de variación

De acuerdo con el análisis estadístico llevado a cabo para el peso propio, el módulo de elasticidad del hormigón y los coeficientes de retracción y fluencia (véase también [9]) se consideraron las siguientes variaciones para cada parámetro analizado:

- **Módulo de deformación del hormigón:** Se consideró una variabilidad de $\pm 20\%$ respecto a su valor nominal, independiente en tablero (modelos 1.1 y 1.2) y pilonos (modelos 1.3 y 1.4).
- **Peso del hormigón:** Se consideró una variabilidad de $\pm 10\%$ respecto a su valor nominal (modelos 2.1 y 2.2).
- **Fuerzas de tesado en los tirantes:** Se consideró una variabilidad de $\pm 5\%$ respecto a su valor teórico definido en planos (modelos 3.1 y 3.2).
- **Influencia de la pérdida de rigidez por fisuración:** Se estudió el comportamiento del puente ante la ausencia total de fisuración en todas las fases de construcción (modelo 5).
- **Influencia del ancho eficaz considerado para el tablero:** Se estudió el comportamiento del puente en el caso de que el ancho eficaz del tablero fuera superior al considerado, tendente a la totalidad de la sección real (modelo 6).
- **Efectos reológicos:** Su variabilidad se consideró de dos formas diferentes, mediante la variación de los parámetros reológicos en un $\pm 35\%$ respecto al valor nominal definido mediante el *Código Modelo 2010* (modelos 7.1 y 7.2), y mediante la variación de la duración del ciclo tipo de ejecución de una dovela, 15 días, al doble de su periodo teórico (modelo 7.3).

5.3.3. Resultados del estudio de sensibilidad

El análisis del comportamiento del puente ante la variación de sus parámetros principales, permitió conocer la sensibilidad de la estructura ante diferentes escenarios probables y entender mejor el funcionamiento del puente durante su construcción:

Se observó que las diferentes **variaciones de la rigidez del tablero** (variación del módulo de elasticidad del hormigón, del ancho eficaz del tablero y de la pérdida de rigidez por fisuración del tablero) provocaban consecuencias similares. Sólo en el último caso su distribución no uniforme a lo largo del tablero (la fisuración sólo afectaba a zonas muy concretas en fases muy concretas) hacía que el comportamiento del tablero ante una ausencia total de fisuración no fuera completamente extrapolable a un incremento general del módulo de elasticidad o del ancho eficaz siendo, eso sí, muy similar a un aumento local en la zona afectada. Las variaciones de rigidez del tablero afectaban principalmente al comportamiento en deformaciones y muy poco al comportamiento en esfuerzos. Un aumento de la rigidez del tablero provocaba que ante la ausencia de correcciones éste quedase más bajo de lo previsto, mientras que una reducción de la rigidez provocaba que

quedase más alto. Ello se debía a que la fuerza en los tirantes se introducía en una configuración más flexible que el peso propio, lo que hacía que las deformaciones acumuladas fueran ascendentes (la fuerza en los tirantes se introducía de una vez con las 3 dovelas de punta en sección cajón y, aunque 2/3 del peso de la sección se introdujeran en la misma configuración, 1/3 del peso de la sección, las alas, se introducía 3 fases después con la sección completa y varias dovelas más ejecutadas). Las consecuencias de una variación de rigidez en el tablero por cualquiera de los motivos anteriormente expuestos eran por tanto, prácticamente nulas en los pilonos y fácilmente identificables en el tablero (apreciables mediante un adecuado control de deformaciones). Dado que no afectaban a esfuerzos, una vez detectadas podían corregirse exclusivamente mediante el ajuste de las contraflechas del tablero.

Las **variaciones de rigidez de los pilonos** (variación del módulo de elasticidad del hormigón), afectaban muy poco al comportamiento del tablero. Si tenían una cierta influencia en el comportamiento en esfuerzos de los pilonos, dado que las deformaciones reológicas impuestas producidas tras el cierre del tablero provocaban esfuerzos proporcionales a la rigidez de los pilonos. Por lo tanto, cuanto más rígidos fueran los pilonos, más esfuerzos soportaban. Se observó que el aumento de esfuerzos provocado por el incremento máximo esperado del módulo de elasticidad del hormigón de los pilonos no provocaba fisuración en la base del pilono. La variación de la rigidez de los pilonos tenía cierta influencia también en su deformación longitudinal, si bien cuantitativamente la variación no resultaba significativa. Por lo tanto, la construcción del puente era más o menos independiente de esta variable, y su variación no afectaba ni a las contraflechas del tablero ni a las fuerzas de tesado (teniendo una afección controlada a los esfuerzos de la base de los pilonos).

La influencia de la **variación de los efectos reológicos** durante la construcción era pequeña: a partir de una cierta distancia del frente de avance, los esfuerzos en el tablero eran muy reducidos y la construcción simétrica conseguía que también lo fueran en los pilonos. Sin embargo, una vez cerrado el tablero la vinculación longitudinal del tablero en los pilonos hacía que una variación de los parámetros reológicos afectara a todo el conjunto: un aumento de la reología aumentaba la deformación impuesta hacia la suspensión de los pilonos a la altura del tablero y provocaba un descenso del centro de vano del vano principal. Los esfuerzos de compatibilidad provocaban un aumento de los

momentos longitudinales en la base de los pilonos (tendientes a traccionar la cara de retenida) y de los momentos flectores positivos en el centro de vano del vano principal.

Las **variaciones de peso del tablero y de la fuerza de tesado** de los tirantes eran los dos parámetros fundamentales tanto desde el punto de vista deformacional como desde el punto de vista resistente del puente. Durante la construcción, las variaciones críticas resultaban la reducción del peso del tablero y el aumento de la fuerza de tesado. Su influencia provocaba el aumento de las tensiones en la cara inferior del tablero, cara más solicitada debido a la predominancia de los momentos flectores positivos en las dovelas más cercanas al frente de avance (la instalación y tesado de los tirantes se producía faltando el peso de las alas de la sección). Por lo tanto, la variación de cualquiera de estas 2 variables en el sentido indicado sobre todo, pero también en el contrario, debían ser debidamente identificadas y corregidas. El efecto de la variación de cualquiera de las 2 variables en deformaciones era muy importante, por lo que resultaban desviaciones fácilmente identificables mediante un adecuado control de las deformaciones del tablero (también se disponía de otra serie de variables de control, tensiones en el tablero, esfuerzos en la base de los pilonos, etc., ver [7]). Una vez identificada una determinada desviación, su corrección difería si se trataba de una variación de la fuerza de tesado o del peso de la dovela. En el primer caso debían tomarse medidas tendentes a asegurar un correcto control de la fuerza de tesado de los gatos, más allá de los controles habituales. En el segundo caso, además de tomar medidas para reducir la desviación de peso en dovelas futuras, si la desviación resultaba persistente debían modificarse tanto las contraflechas del tablero como las fuerzas de tesado de los tirantes para conseguir la distribución de esfuerzos y la rasante deseada con la nueva configuración de peso. Debía tenerse en cuenta que si la desviación de peso resultaba al alza, las fuerzas de cargas permanentes definitivas en los tirantes aumentarían, lo que podía provocar la necesidad de aumentar el número de cordones por tirante una vez se concluyera la construcción del tablero (no había problemas de tensiones en los tirantes durante la construcción en los escenarios planteados).

En la tabla 3 se aprecia la sensibilidad del puente a las variaciones planteadas. En ella a la variable que más afecta a un determinado parámetro del puente se le asigna un valor de 100, asignando valores proporcionales al resto de variables.

Tabla 3. Resumen cualitativo del análisis (azul: variación mínima; rojo: variación máxima)

	uz cv vano principal (mm)	ux punta mástil (mm)	$\Delta\sigma_{tirm\acute{a}x}/f_{pu}$	$\Delta\sigma_{tab\acute{m}\acute{a}x}$	$\Delta\sigma_{pil\acute{m}\acute{a}x}$
ES 1.1 (+20% Ectab)	29	-28	-8	23	-44
ES 1.2 (-20% Ectab)	-43	39	11	-28	63
ES 1.3 (+20% Ecpil)	2	70	-1	1	97
ES 1.4 (-20% Ecpil)	-2	-100	1	-2	-100
ES 2.1 (+10% qtab)	100	80	33	-96	-8
ES 2.2 (-10% qtab)	-100	-80	-33	100	8
ES 3.1 (+5% Ftes)	-56	-42	100	85	-8
ES 3.2 (-5% Ftes)	56	42	-100	-85	8
ES 5 (NO fis)	53	3	-5	80	1
ES 6 (be total)	56	-30	-12	30	-38
ES 7.1 (+35% Reol)	11	64	-5	-8	84
ES 7.2 (-35% Reol)	14	-64	5	9	-99
ES 7.3 (cido tipo x2)	17	-38	-7	-7	-58

5.4. Seguimiento y control de ejecución

5.4.1. Modelo nominal y datos de partida para la construcción

El modelo de seguimiento de la construcción del tramo atirantado del nuevo Puente Pumarejo sobre el río Magdalena partió del modelo nominal realizado para el estudio de sensibilidad [9], y de las fuerzas de tesado de los tirantes y contraflechas en él definidos. A partir de él, el modelo se fue ajustando de forma sucesiva para adaptarlo al comportamiento real del puente durante su construcción (figura 41).

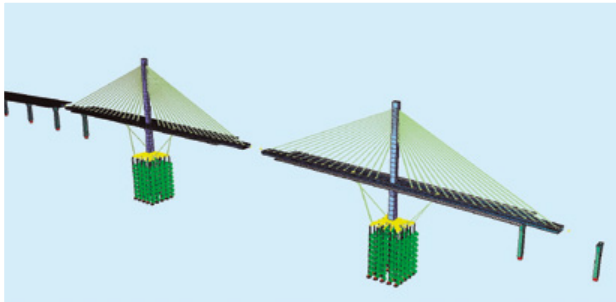


Figura 41. Modelo de seguimiento. Fase anterior al colado de la sección parcial en U de la dovela DS-17.

En este apartado se describen las características principales del modelo nominal y se analizan los principales resultados que se extraían primero de él y después de los sucesivos modelos de seguimiento, para definir el proceso de construcción del tramo atirantado del puente.

Secuencia de operaciones y movimiento de cargas

El modelo nominal trató de reflejar la realidad de la construcción de la forma más fiel posible, estudiando todas y cada una de las operaciones a llevar a cabo durante el proceso constructivo del tramo atirantado (incluyendo la disposición de la ferralla de las diferentes secciones parciales de una dovela, su hormigonado evolutivo, etc.). La distribución de pesos del tablero también se ponderó estrictamente, teniendo en cuenta las diferentes cuantías de armado en cada una de las zonas del tablero y de las diferentes secciones parciales de una dovela mediante la variación de su densidad equivalente (por ejemplo las dovelas de retenida tenían una densidad mayor que las de suspensión; la sección parcial en U mayor que la de la losa superior entre almas, y ésta que las alas, etc.). El peso final de los medios auxiliares se ajustó respecto al valor considerado en proyecto en función de la información proporcionada por el suministrador (Construgomes) y por la obra (Consortio SES), y se tuvieron en cuenta todos los acopios y elementos auxiliares presentes en cada momento en el tablero en función de las operaciones específicas requeridas por la obra.

Todo ello culminó con la definición de un documento consensuado con el Consortio SES en el que se definían todas las cuestiones anteriores y la secuencia concreta de operaciones a seguir para la ejecución del tramo atirantado (incluyendo la posición y peso de acopios, medios auxiliares, etc.). El control

del cumplimiento estricto de dicha secuencia fue uno de los aspectos clave de las labores de seguimiento de la construcción, modificándose sólo de forma consensuada, tras un análisis previo y la modificación pertinente del modelo de seguimiento.

Contraflechas

Se definieron tanto contraflechas verticales en los pilonos, como verticales y longitudinales en el tablero.

Las contraflechas verticales del pilono contrarrestaban el descenso de la zona de anclaje de los tirantes en el mástil por acortamiento elástico (a medida que se fuera añadiendo el peso de nuevas dovelas) y por efectos reológicos (fluencia y retracción de los pilonos). El diseño del proceso constructivo permitió que los pilonos quedaran prácticamente verticales al final del proceso constructivo. Este hecho y las dificultades constructivas para dar contraflechas longitudinales a los pilonos hicieron que los pilonos se construyeran verticales. Es importante señalar que, dado que la ejecución del tablero se comenzó antes de la finalización del mástil, el momento de ajuste de los encofrados del mástil tuvo que limitarse a las fases en las que el tablero se encontrara en posición de equilibrio. De otra forma, el mástil hubiera arrastrado la deformación longitudinal del pilono debido al desequilibrio del tablero.

Las contraflechas longitudinales del tablero también pretendían contrarrestar el acortamiento elástico producido por la componente horizontal de los tirantes y por los procesos reológicos presentes en el tablero (muy similares a los de los pilonos). Las contraflechas verticales anulaban la deformada vertical debida a la construcción. Las fuerzas objetivo de los tirantes bajo cargas permanentes se definieron para conseguir una ley de viga continua apoyada en los tirantes. Sin embargo, la construcción evolutiva de la sección en la que la fuerza en los tirantes se introducía en una configuración más flexible que el peso de parte de la sección (las alas, ver [9]), hacía que el tablero tendiera a tener una deformada hacia arriba que debía contrarrestarse mediante contraflechas.

Las contraflechas verticales del tablero se definieron para cada uno de los frentes de dovela en la fase inmediatamente anterior al hormigonado de la sección parcial en U de la dovela correspondiente e inmediatamente anterior al hormigonado de las alas correspondientes. A estas contraflechas se añadían posteriormente las contraflechas por deformabilidad de los carros correspondientes y el sistema de encofrado, responsabilidad de la empresa suministradora (Construgomes).

Las contraflechas se definieron de forma absoluta tanto para el carro de avance como para el carro de alas, ejecutándolas con un desfase de 3 dovelas por atrás (véase también [9]).

Fuerzas de tesado

El parámetro fundamental de control del tesado de los tirantes era la fuerza al final del proceso de tesado. Sin embargo, también se definió el alargamiento correspondiente considerando la flexibilidad de la estructura, que sirvió como control adicional de la fuerza de tesado proporcionada al tirante.

La fuerza de tesado era sensible a los mismos fenómenos transitorios que afectaban a las contraflechas. Además del control de la secuencia de operaciones prevista, para independizar el tesado de los tirantes del momento del día en el que se produjera (se trataba de una operación que duraba varias horas y que, habida cuenta de los ritmos de trabajo de la obra, no podía demorarse para ser realizada en un momento determinado del día), se definió un método de ajuste de la fuerza de los tirantes en función de una serie de parámetros térmicos del puente en el momento de finalización del tesado (temperatura uniforme del tablero y de los pilonos, gradiente vertical y longitudinal de tablero y pilonos, temperatura en los tirantes, etc.).

5.4.2. Variables de control y seguimiento llevado a cabo

En este apartado se describen y analizan las variables medidas en obra durante la construcción del tramo atirantado, tanto mediante medios discretos (topografía convencional), como mediante la instrumentación dispuesta en el puente a tal efecto (figura 42). Estas variables de control se emplearon para evaluar el ajuste del modelo de seguimiento al comportamiento real del puente. El apartado analiza las variables de control consideradas, la forma en la que se medían en obra y el procesamiento que se hacía de ellas para poder compararlas con los resultados del modelo de seguimiento.

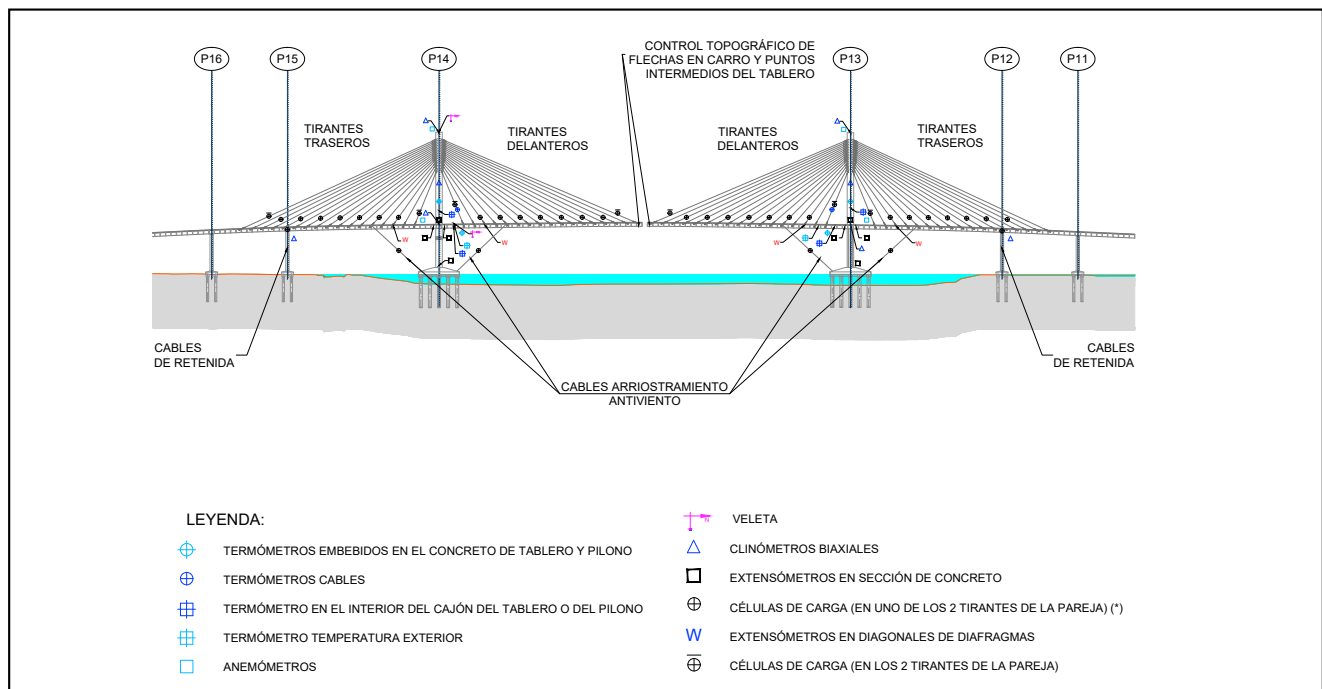


Figura 42. Esquema de disposición de instrumentación y toma de datos en la construcción del tramo atirantado.

- **Deformación vertical del tablero.** Ha sido la variable de control más importante durante la construcción del tramo atirantado. Su medida se realizó mediante topografía, tomando datos de todos los frentes de dovela (cada 10 m, independientemente de su distancia al frente de avance) inmediatamente después de una determinada operación (a la hora en la que ésta se produjera).

La gran densidad de puntos de medida permitió identificar patrones de deformación que con un número menor (frentes de avance) no hubieran podido detectarse: una desviación de la deformación vertical en un punto podía explicarse por muchos motivos. Sin embargo, al disponer de la deformada completa del tablero cada 10 m, mediante la comparación con los resultados de los modelos desarrollados durante el estudio de sensibilidad de la construcción del tramo atirantado (o una combinación lineal de ellos, [9]) solía quedar patente cuál de los motivos era el que mejor describía el comportamiento del puente, y qué grado de desviación había tenido respecto a su valor nominal. Ello permitía dirigir el ajuste del modelo de seguimiento en dicho sentido.

La toma de datos en el momento de finalización de todas las operaciones permitió no sólo comparar la desviación absoluta de la deformada teórica del modelo, sino la desviación relativa de la deformación debida a una determinada operación. Este tipo de control relativo fue clave para detectar las desviaciones del comportamiento real del puente respecto al modelo de seguimiento (figura 43).

Por último, cabe comentar que de cada frente de dovela se tomaban un total de 7 puntos, situados en la losa superior (figura 44). Se llevó un control estricto de los 7 ejes, lo que permitió conocer en todo momento la posición de las alas respecto al cajón, el peralte real que se estaba dejando en cada sección tanto en el cajón como en las alas, el ajuste a la rasante teórica de cada punto, etc. En la dovela en ejecución también se tomaba 1 dato en la losa inferior (figura 44), que al venir afectado por la deformabilidad del sistema carro+encofrado, permitió comprobar las contraflechas proporcionadas a los carros de avance por el suministrador (Construgomes).

La deformación vertical del tablero también contaba con una medida continua, proporcionada por sensores GPS localizados en los carros de avance,

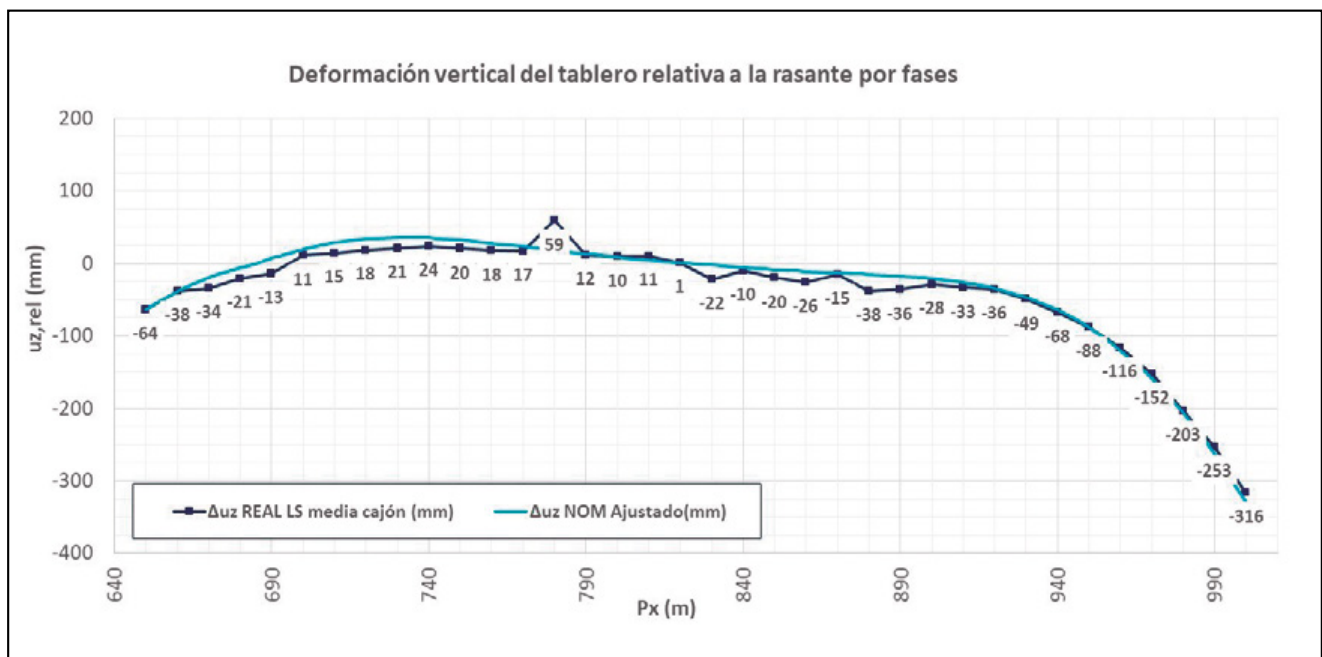


Figura 43. Comparación de las deformaciones verticales relativas del tablero medidas en obra (azul) con las obtenidas mediante el modelo de seguimiento (verde) - hormigonado de sección parcial en U de dovela DS-17.

que proporcionaban la cota del frente de fase en ejecución de manera permanente. Además de la deformación vertical, estos dispositivos proporcionaban deformaciones longitudinales y transversales del tablero. Esta medición continua fue especialmente útil durante las operaciones de cierre.

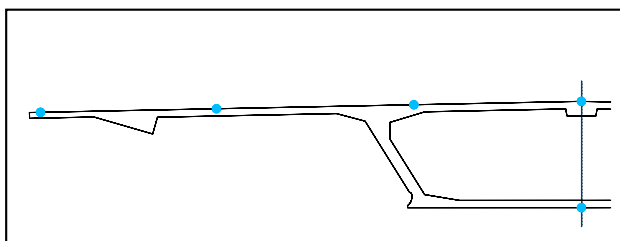


Figura 44. Toma de deformaciones verticales (simétrico respecto al eje de la sección).

- **Deformaciones longitudinales de los pilonos:** Esta fue otra de las variables de control fundamentales. Para su modificación topográfica, se instalaron parejas de prismas en 5 alturas a lo largo de los mástiles de los pilonos.

Su análisis permitía, al igual que en el caso del tablero, no sólo tener información de la desviación absoluta de los pilonos, sino disponer de la deformada relativa de los pilonos entre 2 fases, pudiendo comparar este valor con la deformación relativa de los diferentes modelos desarrollados durante el estudio de sensibilidad (o una combinación lineal de ellos, [9]), comprobando o aportando nueva información a las conclusiones obtenidas mediante el estudio de la deformación vertical del tablero.

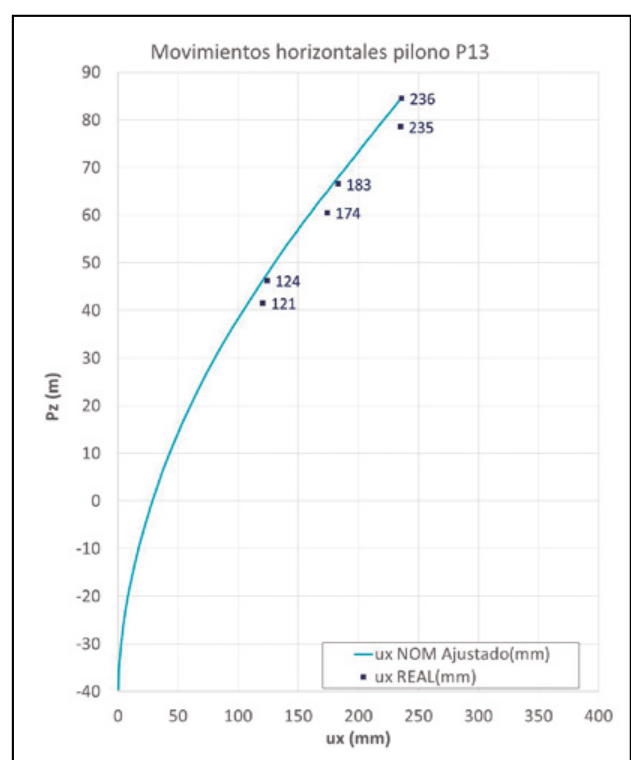


Figura 45. Comparación de las deformaciones longitudinales absolutas del pilono P13 tras el cierre contra el viaducto de acceso de la margen dch.

- **Axil en los tirantes:** La segunda variable de control en importancia tras la deformación vertical del tablero. Junto a esta variable, su estudio exhaustivo permitió evaluar el ajuste del modelo de seguimiento teórico al comportamiento real del puente de for-

ma continua, aplicando las correcciones pertinentes en caso de detectar desviaciones.

De nuevo, esta variable contó con dos tipos de medición, una discreta, obtenida mediante pesajes realizados con gatos monotorón en determinadas fases, y otra continua, realizada mediante celdas de carga situadas en uno de los cordones de los tirantes previamente escogidos (uno de cada pareja de tirantes impares, de forma alterna; figura 42). Los datos continuos obtenidos se procesaron (eliminando la influencia de los efectos térmicos y de las situaciones transitorias de movimiento de acopios, etc.), asignando un axil a cada una de las operaciones contempladas en el modelo. Ello permitió un control continuo de la desviación absoluta del axil (figura 46) de todos los tirantes instrumentados, así como el análisis del escalón de carga producido entre 2 fases consecutivas cualquiera considerando este escalón de carga de forma continua con la deformación vertical relativa del tablero entre esas mismas 2 fases consecutivas. Podía configurarse un patrón de comportamiento del tablero fácilmente comparable con las variaciones previamente analizadas en el estudio de sensibilidad [9], identificando la causa de una determinada desviación y aplicando los ajustes pertinentes en el modelo de seguimiento.

- **Peso de las dovelas:** Debido a la importancia de este parámetro [9], se desarrolló un protocolo de control mediante el cual el Consorcio SES registraba los siguientes datos de todos los subelementos que componían una dovela: volumen de hormigón vertido, densidad del hormigón, peso de ferralla dispuesta y peso real de las deltas de anclaje. El modelo de seguimiento se actualizaba periódicamente para considerar exactamente el peso real de cada una de las dovelas.
- **Otras variables de control:** Aunque el mayor peso en la evaluación del comportamiento del puente y

la toma de decisiones las tuvieron las 4 variables anteriormente descritas, la instrumentación del puente permitió el control de otras muchas variables que fueron determinantes como variables complementarias de comprobación o para conocer algunos aspectos del comportamiento del puente menos críticos, pero pese a ello de suma importancia. A continuación se describen los más importantes:

- **Giros en los pilonos:** controlados en 3 alturas diferentes mediante clinómetros biaxiales.
- **Tensiones en el tablero y en los pilonos:** Los extensómetros dispuestos en las armaduras de las dovelas 1 del tablero (a +/- 20 m del eje de los pilonos) y en 3 secciones a diferentes alturas de los pilonos, permitieron evaluar la tensión en las armaduras de dichas secciones de forma continua. Su tratamiento permitió también conocer la tensión en el hormigón que rodeaba a la armadura instrumentada (fue importante además de la relación de rigideces de ambos materiales, evaluar también la redistribuciones seccionales producidas a favor de la armadura debido a los efectos reológicos), e integrando las tensiones de los diferentes extensómetros dispuestos en cada sección (10 en cada sección del tablero y 8 en cada sección del pilono) obtener los esfuerzos aplicados en cada sección.

También se colocaron extensómetros en las deltas de anclaje de los tirantes 3, lo que sirvió como medida de control de la carga transmitida por los tirantes a estos elementos.

- **Temperatura:** Se dispusieron termómetros embebidos en el hormigón, en el pilono (1 termómetro por cara en la sección situada 10 m sobre el tablero), en el tablero (con 5 termómetros distribuidos en la losa superior y 3 en la inferior de una sección situada a 10 m del eje de los pilonos hacia suspensión), en los tirantes (con sensores

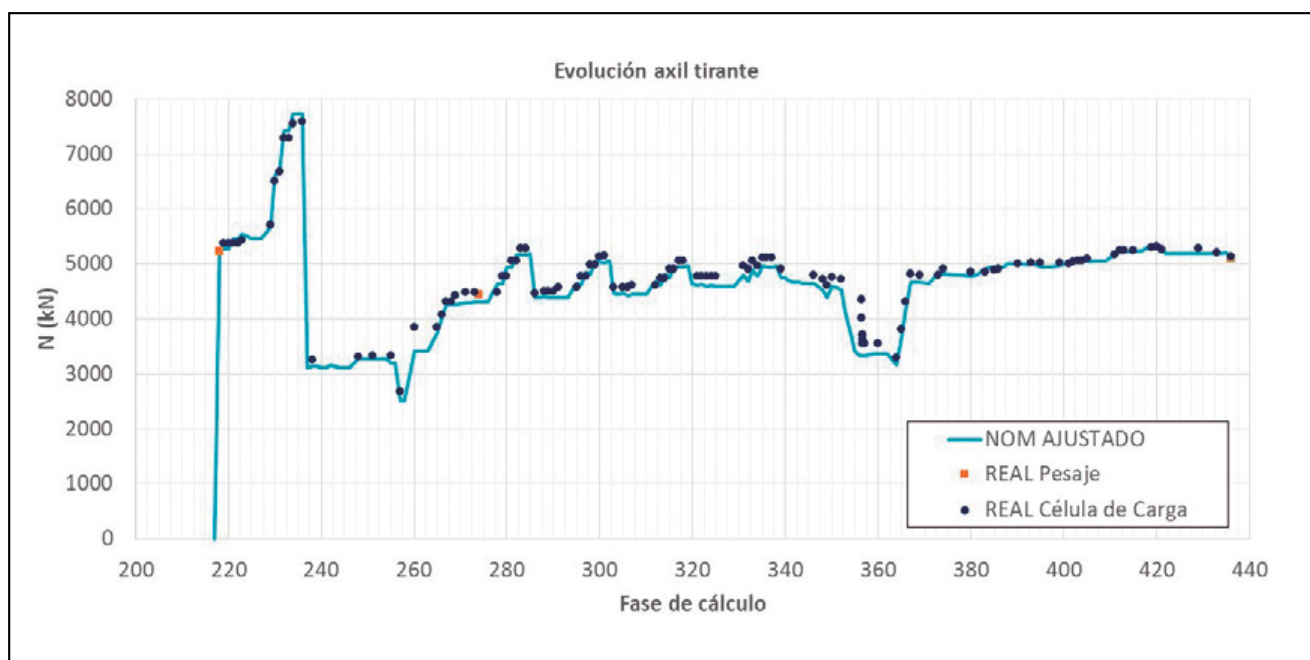


Figura 46. Evolución del axil del tirante TRO-9 sur con la construcción. Modelo de seguimiento (verde), valor de la celda de carga (gris) y pesajes realizados (naranja).

en la primera pareja de tirantes de suspensión). También se evaluó la temperatura ambiente a la sombra a la altura del talero y la temperatura interior del cajón. El control térmico del tablero resultó fundamental para evaluar la incidencia de los movimientos térmicos y para el ajuste de la fuerza de tesado de los tirantes. La proyección de los movimientos térmicos del tablero durante los cierres en base a datos térmicos reales de forma anticipada, resultó clave para el diseño de las operaciones de cierre y de los elementos auxiliares necesarios.

5.4.3. Labor de ajuste del modelo de seguimiento

La principal labor del seguimiento de la ejecución del tramo atirantado del puente consistió en la comparación de los datos de las variables de control obtenidos en obra con los resultados del modelo de seguimiento para evaluar la calidad del ajuste entre ambos. En caso de detectar desviaciones entre uno y otro, utilizando la información aportada por los modelos de estudio de diferentes parámetros principales del comportamiento del puente durante la construcción del tramo atirantado desarrollados durante el estudio de sensibilidad [9], se realizaron simulaciones orientadas a mejorar el ajuste y eliminar la desviación en la medida de lo posible. Ello permitió identificar la naturaleza de las diferencias entre el modelo de seguimiento y la realidad (que podían ser debidas a un único parámetro o, más comúnmente, debidas a la combinación de varios) y, en la mayoría de los casos cuantificarla. Hecho esto, el modelo de seguimiento se actualizaba transmitiendo los resultados al Consorcio SES (secuencia de operaciones en caso de haber variado; tablas de contraflechas de las dovelas cajón y de las alas; fuerzas de tesado de los tirantes), encargado de implementarlos en obra.

5.5. Detalles ejecución de tablero

El ciclo de ejecución de las dovelas, que en promedio tardaba entre 12 y 15 días, se regía principalmente por la siguiente secuencia, que buscaba minimizar el desequilibrio entre voladizos de retenida y suspensión:

- Hormigonado de la sección U de la dovela del lado de suspensión
- Hormigonado de la sección U de la dovela del lado de retenida
- Hormigonado de la losa de la dovela de suspensión



Figura 47. Ejecución de dovelas de 10m mediante carros de avance en vano principal.

- Hormigonado de la losa de la dovela del lado de retenida
- Hormigonado de las alas laterales de la dovela de suspensión (con un retraso de 3 dovelas del frente de ejecución)
- Hormigonado de las alas laterales de la dovela de retenida (con un retraso de 3 dovelas del frente de ejecución) y tesado de costillas transversales
- Instalación y tesado de la pareja de tirantes del lado de suspensión
- Instalación y tesado de la pareja de tirantes del lado de retenida
- Avance de carros de sección central
- Avance de carros de alas

5.6. Particularidades de ejecución y medios auxiliares

5.6.1. Cimentaciones pilonos

Ubicándose las cimentaciones de ambos pilonos dentro del cauce del río Magdalena, se optó por ejecutar los pilotes mediante pilotadora desde pontona. Estando la cota el terreno natural del cauce del río a unos 9.65 m por debajo del nivel medio de la lámina de agua en el pilono P13 y 8.45m en el pilono P14, se utilizaron camisas metálicas perdidas de longitudes de 19.25 m en el P13 y de 21.25 m en el P14. La sustentación de las paredes de los pilotes por debajo de las camisas se logró con el uso de lodos de perforación biodegradables [8]. Una vez finalizada la perforación de un pilote y haber introducido las canastas de armadura, se hormigonaron los 339 m³ de cada pilote de 55 m de longitud, llevando las hormigoneras al pilote correspondiente mediante pontona.



Figura 48. Ejecución pilotes encepado pilono P13 desde pontonas.

Posteriormente se ejecutaron los dados de dimensiones de 3.80 m x 3.80 m x 2.5 m de protección contra impactos de buques en coronación de pilotes. Entre dados separados unos 4.60 m (distancia entre bordes extremos) se apoyaron prelosas de encofrado perdido; en el centro del encepado se utilizaron celosías metálicas inferiores punteando las distancias elevadas entre dados y colocando prelosas sobre las mismas.

El encepado de un volumen de hormigón de aproximadamente 6.600 m³ se ejecutó en tres fases dejando una junta constructiva rugosa armada 1.25 m y a 2.50 m medida desde la cara inferior del encepado.



Figura 49. Hormigonado encepado pilono P13 desde pontonas.

5.6.2. Destesado de tirantes durante construcción

Dentro del proceso constructivo diseñado, se planteaba la necesidad de realizar durante una serie de fases intermedias de ejecución, el destesado de los tirantes de retenida 12, 14, 15 y 16.

Se trataba de tirantes que tenían entre 75 y 88 cordones, trabajando a fuerzas cercanas a los 150 kN por cordón previamente al ajuste de fuerza. La mayor de las fuerzas, se presentó en el tirante TRE-14 con una magnitud de 12995 kN, la cual debía descenderse hasta 6580 kN acorde a lo estipulado en el diseño.

Para tal tarea, se ingresaron por primera vez al país los gatos de tesado de mayor dimensión que se hubiesen utilizado en puentes en Colombia, con capacidad de tesar a cargas de hasta 16000 kN.



Figura 50. Gatos SCJ-16000 y mesa de destesado.

Con el fin de evitar que al realizar el destesado quedasen mordeduras de cuña sobre los cordones al interior del anclaje o en la zona de transición del tirante, se realizó el diseño de una mesa especial que permitía gradualmente retirar calzos metálicos de 3.2 cm de espesor cada uno, contemplando recorridos de embolo de 7.5 cm, que tenía de capacidad cada gato.

La solución planteada consistía en instalar los tirantes correspondientes sobre un conjunto de calzos de 3.2 cm de espesor (cantidad variable entre 13 y 22), apoyar la placa de anclaje sobre los mismos y retirar con la mesa de destesado instalada los calzos de cada tirante de la pareja de manera prácticamente simultánea en una fase posterior. Finalmente, tras el retiro de los calzos, el anclaje apoyaba sobre la placa de reparto definitiva, las cuñas seguían mordiendo en el mismo sitio y el tirante se había acortado en distancias de hasta 70 cm (en tirante TRE-16).

Tras finalizar el retiro de calzos, se retiraban las mesas y gatos múltiples, y se ajustaba la fuerza del tirante al valor objetivo definido previamente en los planos de construcción, mediante los habituales gatos unitarios.

Durante las operaciones de destesado se controlaban también fuerzas de los tirantes aledaños con las celdas de carga instrumentadas. En todos los casos se evidenciaron fuerzas muy cercanas a las esperadas en los planos y documentos de diseño.

5.6.3. Flanqueo de estructuras auxiliares

Como consecuencia del sistema constructivo adoptado, se presentaron problemas de ejecución para las dovelas sobre las pilas de retenida en cada costado del vano principal.

Al tratarse de un sistema con dovelas vaciadas in situ, se requirió la ejecución previa de las dovelas sobre las pilas de retenida, denominadas como DR-13 (en pilas 12 y 15), y tras su conexión con el tramo atirantado, se debieron descender, trasladar en el suelo las plataformas inferiores de los carros de avance en las dovelas DR-12 para izarlas y continuar posteriormente con la ejecución de las dovelas DR-14.

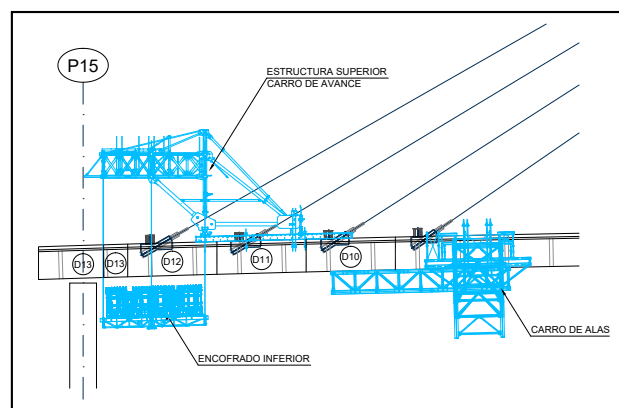


Figura 51. Esquema de traslado plataformas.

De la misma manera, tras completar las alas laterales de las dovelas DR-12, el carro de alas ejecutaba una fase de 5 metros correspondiente a las alas de la dovela DR-13, luego se retrocedía y se descendía para trasladarse al otro costado de la pila de retenida. La estructura como tal pesaba cerca de 120 toneladas, lo que hacía su traslado una delicada operación para la cual se emplearon sistemas de strand jacks, que computarizaban las reacciones de los gatos de descenso y ascenso de la estructura completa. Una vez se trasladaba, se retrocedía para ejecutar los 5 metros restantes de las alas de la dovela DR-13, y se continuaba con su ciclo tipo.



Figura 52. Flanqueo plataforma inferior carro de avance pila 12.

5.6.4. Ejecución dovelas de cierre

Para la ejecución del tablero atirantado, el proyecto contemplaba la ejecución de 5 sitios de cierre, 2 contra secciones de dovelas vaciadas previamente en las pilas de retenida (Dovelas DR-13.2), 2 con los viaductos de acceso ejecutados previamente con la autocimbra (Dovelas DR-18.2) y 1 en el vano principal, al conectar los voladizos este y oeste (Dovela DS-18.2).

La ejecución de las dovelas de cierre, se veía afectada por los movimientos que las presiones de viento ejercían sobre las caras de los pilonos y la sección de tablero. Predominantemente la dirección del viento en la ciudad de Barranquilla es en sentido Sur-Oeste en las épocas de mayores velocidades, lo que en algunos casos no favorecía a los movimientos observados previamente al cierre.

Adicional a ello se contemplaban movimientos por gradientes térmicos y variaciones de temperatura uniforme en los extremos de los voladizos antes de cierre del orden de 5-10 cm.

Para sortear los efectos eólicos y térmicos mencionados, se planteó un sistema de 2 vigas de continuidad, que se anclaban al extremo del voladizo en ejecución y mediante la disposición de contrapesos en el mismo, se aseguraba el contacto y reacción mínima de cada una de ellas contra la dovela o vano con el cual se conectaba.

El sistema propuesto contemplaba la instalación de extensómetros a cuerda vibrante, soldados a los patines inferior y superior de cada una de las dos vigas, con los cuales se conocía el esfuerzo actuante en la sección instrumentada, y se traducían a valores de reacción en los extremos de las vigas.



Figura 53. Vigas de continuidad en cierre vano principal.

Durante las operaciones de cierre, se seguía siempre una secuencia de actividades contemplada en el diseño, y se controlaban los valores máximos y mínimos de reacción que podían soportar las vigas.

En la siguiente figura se presentan las reacciones obtenidas para el cierre del tramo central atirantado, las cuales llegaron a un valor pico de 30 ton por viga y tras el hormigonado de la dovela de cierre, se mantuvieron del orden de 25 ton.

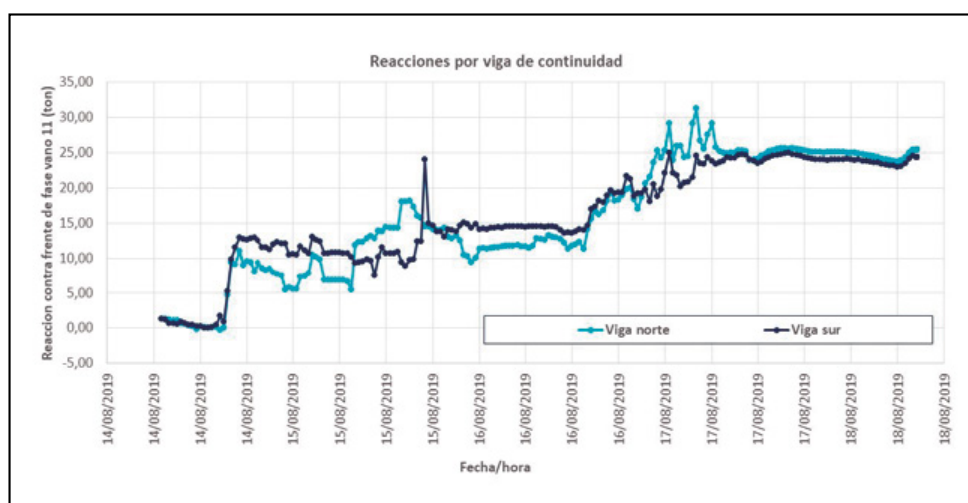


Figura 54. Reacciones en vigas de continuidad para el cierre del vano principal.

El diseño de las vigas permitía reacciones máximas de hasta 75 t, sin embargo, durante las operaciones de cierre la mayor reacción registrada solo llegó a un valor del orden de 50 t en el cierre contra los viaductos de acceso.

Para el cierre del tramo central, se tuvieron en cuenta las lecturas de los GPS instalados en los carros de avance, lo cual permitió controlar los movimientos térmicos que se tenían antes y después de conectar los voladizos con las vigas de continuidad, no solo en elevación, sino también en distancia horizontal, verificando la adecuada conexión de las vigas de continuidad antes, durante y después del hormigonado del cierre.

En la figura 55 se presenta la distancia horizontal entre el GPS del carro de avance oeste y el del carro este, en días antes y después del vaciado de la dovela de cierre

(16/08/2019). Se observa como tras la fijación del sistema de continuidad, los movimientos horizontales se redujeron drásticamente, garantizando que el sistema evitara el traslado de esfuerzos nocivos a la sección de concreto fresco.

En la figura 56 se presentan las variaciones de elevación de los 4 GPS conectados, antes, durante y después del hormigonado, el cual se inició hacia las 23:00 del 16 de agosto de 2019 y finalizó hacia las 06:00 del día siguiente. El valor cero corresponde a una lectura de las 09:00 am del día 17. De los movimientos reportados se estableció una variación de elevaciones por efectos de gradientes térmicos y cambios de temperatura uniforme en tirantes y estructura, del orden de ± 4 cm., sin los movimientos similares en los voladizos este y oeste.

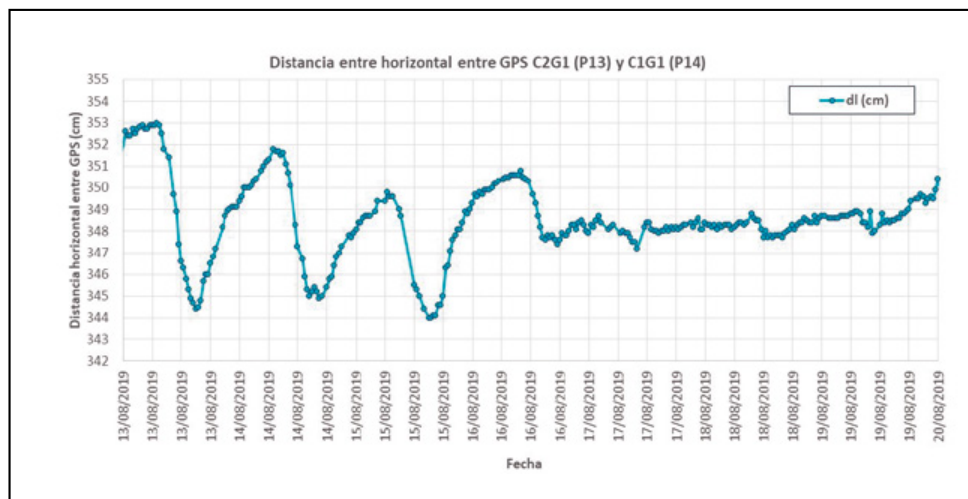


Figura 55. Distancia entre horizontal entre GPS C2G1 (P13) y C1G1 (P14).

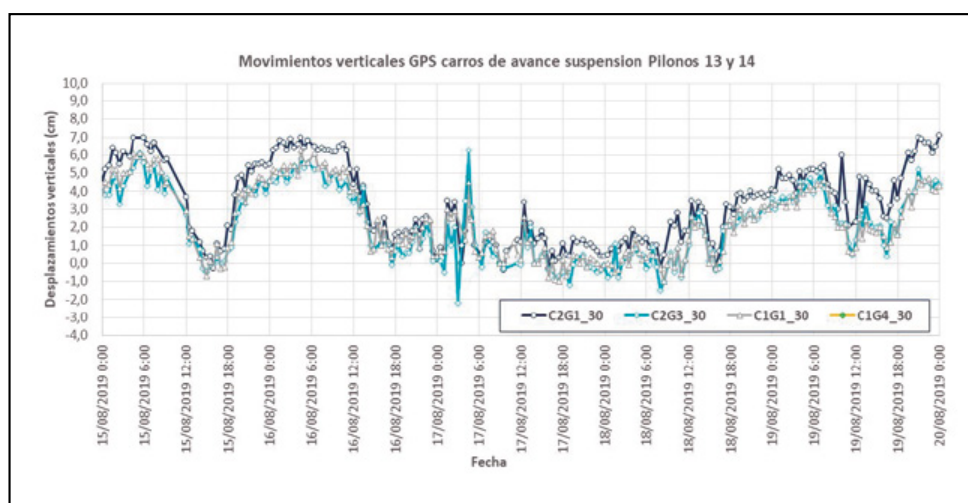


Figura 56. Diferencias de elevación en GPS antes durante y después de vaciado de dovela de cierre.

El sistema de fijación provisional funcionaba soportando las fuerzas de desbalance generadas acorde a la siguiente secuencia:

- Montaje carros de avance con el arriostramiento entre carros (“Cross member”)
- Ejecución sección U de dovela de suspensión cero
- Ejecución sección U de dovela de retenida cero
- Ejecución losa de dovela de suspensión cero
- Ejecución losa de dovela de retenida cero
- Desmontaje del “Cross member” y avance carros a posición de ejecución de dovela 1.
- Ejecución sección U de dovela 1 de suspensión
- Ejecución sección U de dovela 1 de retenida
- Ejecución losa de dovela 1 de suspensión
- Ejecución losa de dovela 1 de retenida
- Primer tesado de tirantes de suspensión 1
- Primer tesado de tirantes de retenida 1
- Eliminación de cables y apoyos provisionales
- Segundo tesado de tirantes de suspensión 1
- Segundo tesado de tirantes de retenida 1

Tras el retiro de los apoyos, el tablero comenzó a trabajar bajo su condición final de apoyo en los pilonos, permitiendo los giros acorde a cada una de las etapas de construcción.

6. CONCLUSIONES

Tanto la construcción del nuevo puente de Pumarejo como el diseño y el seguimiento del proceso constructivo ha sido un gran reto para la ingeniería civil. Con una luz total de 2173 m, será el puente más largo y el segundo más ancho de Colombia.

Los medios auxiliares empleados para la construcción del tablero son pioneros – la autocimbra para hormigonar vanos de 70 m de luz para un peso de la sección central de más de 2700 toneladas y los carros de voladizo para secciones de 10m de voladizo por 16 m de ancho son considerados unos de los más grandes utilizados a nivel mundial.

7. CUADRO PERSONAL INVOLUCRADO EN PROYECTO Y OBRA

Durante la ejecución del nuevo Puente Pumarejo, fueron cientos de personas y empresas las que intervinieron en un sinnúmero de actividades que se ejecutaron desde sus etapas de pilotaje, a las cuales se debe la culminación de este singular proyecto que enmarca la ingeniería de puentes en Colombia.

Tabla 4. Cuadro cliente y dirección de obra

Entidad	Cargo
Instituto Nacional de Vías (INVIAS)	Cliente
MAB, TRIADA	Interventoría

Tabla 5. Cuadro datos personal proyecto constructivo y obra ejecutada

Entidad	Personal	Cargo
Consortio SES / SACYR (Construcción)	Juan Pablo Durán	Gerente de proyecto (2015-2018)
	David Gutiérrez	Gerente de proyecto (2018-2019)
	Jorge Restrepo	Director de producción
	David Ordín	Jefe de Oficina Técnica
	David Ruiz	Especialista estructuras
	Jorge Barange	Responsable topografía Colombia
	Carlos Mario Gil,	Jefe de topografía
	Rafael Guillén	Tecnologías Constructivas (Central)
	Rüdiger Spengler	Coordinación diseño (Central)
IDEAM (Diseño)	Cristian Bernal	Seguimiento ejecución (Central)
	Luis Matute	Director general
	Miguel Ortega	Director de ingeniería
	Fernando Ruano	Jefe de Proyectos
BERD (Autocimbra y carro de alas)	Jokin Ugarte	Jefe de Proyectos
	Hugo Coelho	Oficina técnica
CONSTRUGOMES (Carros atirantado)	André Resende	Coordinación diseño
	Luis Nogueiro	Coordinador Barranquilla
VSL (Postesado y tirantes)	Luis Afonso	Coordinación diseño carros
	Daniel Vieira	Coordinador Barranquilla
SISGEO LATINOAMÉRICA (Instrumentación)	Javier Pascual	Diseño tirantes
	Carlo Vezzoli	Project Manager Instrumentación

8. REFERENCIAS

- [1] Morandi, R. (1978). Río Magdalena Bridge in Barranquilla (Colombia). *L'Industria Italiana del Cemento*, nº 4, pp. 280-288.
- [2] INVÍAS (2014). *Norma Colombiana de diseño de puentes CCP 14*. Bogotá (Colombia): INVÍAS.
- [3] Monsalve Sáenz, G. (2013). *Análisis de velocidades máximas instantáneas anuales del viento y rosa de vientos de velocidades máximas instantáneas mensuales*. Contrato 2200 para la

solución integral del paso sobre el Río Magdalena en Barranquilla, Versión 1.0.

- [4] Vol N Evaluación de Amenaza Sísmica BQA.
- [5] Villoria Ahumada, P.S. (2018). Inventario de sismos históricos en Colombia que han generado movimientos en masa. *Congreso Latinoamericano de Prevención de Riesgos y Medio Ambiente*. Medellín (Colombia): Universidad Nacional de Colombia
- [6] Millanes Mato, F., Ortega Cornejo, M., Bordó Bujalance, E., Ruano Parra, F., y Ugarte González, J. (2017). El proyecto constructivo del tramo atirantado del nuevo Puente Pumarejo en Barranquilla, Colombia. *VII Congreso de ACHE (A Coruña, junio 2017)*.
- [7] Millanes Mato, F., Ortega Cornejo, M., Bordó Bujalance, E., Ruano Parra, F., y Ugarte González, J. (2017). El proyecto constructivo de los vanos de acceso del nuevo Puente Pumarejo en Barranquilla, Colombia. *VII Congreso de ACHE (A Coruña, junio 2017)*.
- [8] *Procedimiento excavación y fundida de pilotes en agua*. Bogotá (Colombia): Trevigalante S.A.
- [9] Millanes Mato, F., Ortega Cornejo, M., Ugarte González, J., y Suz Maroto, A. Estudio de sensibilidad multivariable de análisis del proceso constructivo del tramo atirantado. *VIII Congreso de ACHE*.
- [10] AASHTO LRFD (2012). *Bridge Design Specifications*, 6th ed (US). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [11] Federation Internationale du Beton (2010). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlín: Wilhelm Ernst & Sohn.
- [12] Duque Oliart, I., y Aparicio Bengoechea, Á. (1988). *Influencia de los errores de ejecución en el estado*. Influencia de los errores de ejecución en el estado tensional de los puentes atirantados construidos por voladizos sucesivos. *Hormigón y Acero*, 39(168): pp. 101-110.
- [13] Carrillo Alonso, L. (2015). *Análisis teórico de la variación aleatoria de los esfuerzos de montaje de los cables en los puentes atirantados*. Tesis Doctoral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid (UPM).
- [14] Durán, J., Spengler, R., Ordín, D., Redero, A., Ruiz, D., Guillén, R., Caballero, R., y Calderón, F. Adecuación proceso constructivo del nuevo puente atirantado de Pumarejo en Barranquilla, Colombia. *VII Congreso de ACHE (A Coruña, junio 2017)*.