

# Proyecto de detalle del viaducto de Almonte

## *Detailed design of the Almonte Viaduct*

David Arribas Mazarracín<sup>a</sup>, Pablo Bernal Sahún<sup>a</sup>, José Ignacio González Esteban<sup>b</sup>,  
José María Pérez Casas<sup>c</sup>

<sup>a</sup>Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Departamento de Puentes de FCC Construcción, España

<sup>b</sup>Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.

<sup>c</sup>Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

Recibido el 13 de julio de 2018; aceptado el 19 de noviembre de 2019

### RESUMEN

La construcción de un puente de la entidad del viaducto de Almonte necesita un trabajo de ingeniería de detalle específico para ajustar el diseño a los medios constructivos a emplear. En este trabajo ha sido esencial la colaboración entre el equipo de diseño y el equipo constructor.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Arco de hormigón, sistema de atirantamiento provisional, proceso constructivo, efectos térmicos.

### ABSTRACT

The construction of a bridge like Almonte Viaduct needs a specific detailed design to fit the design to the construction process and to design the temporary works. The collaboration between the designers and the construction team has been essential in the development of this work.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Concrete arch, temporary cable stayed system, construction process, thermal effects.

## 1. INTRODUCCIÓN

El viaducto sobre el río Almonte se encuentra situado en Cáceres (España), en la línea de ferrocarril de alta velocidad Madrid-Extremadura al suroeste del país. El río Almonte, al desembocar en el embalse de Alcántara ensancha de forma importante su cauce, por lo que para poder ser cruzado por la línea es necesario un viaducto de luz singular. El viaducto resuelve esta necesidad ya que en su tramo principal se trata de un arco de hormigón de 384 m de luz que salva el río sin necesidad de disponer pilas en su cauce ([figura 1](#)). La luz del viaducto le hace ser, en el momento de su finalización, el puen-

te arco de ferrocarril mayor del mundo (teniendo en cuenta arcos metálicos y de hormigón) y uno de los mayores arcos de hormigón del mundo si se tienen en cuenta tanto los arcos de ferrocarril como de carretera.

El viaducto comenzó su construcción en agosto de 2011 y la construcción del arco comenzó en noviembre de 2012. El arco se completó en agosto de 2015 y la finalización completa de los trabajos de la estructura fue en octubre de 2016.

El propietario de la línea es el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF Alta Velocidad) y el diseñador es la UTE IDOM - Arenas y Asociados, siendo estos últimos los diseñadores del viaducto. La construcción del tramo se adjudicó

\* Persona de contacto / *Corresponding author*.

Correo-e / *email*: [darribas@fcc.es](mailto:darribas@fcc.es) (David Arribas Mazarracín)

<https://doi.org/10.33586/hya.2019.2063>

0439-5689/© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.



Figura 1. Vista general del puente durante construcción.

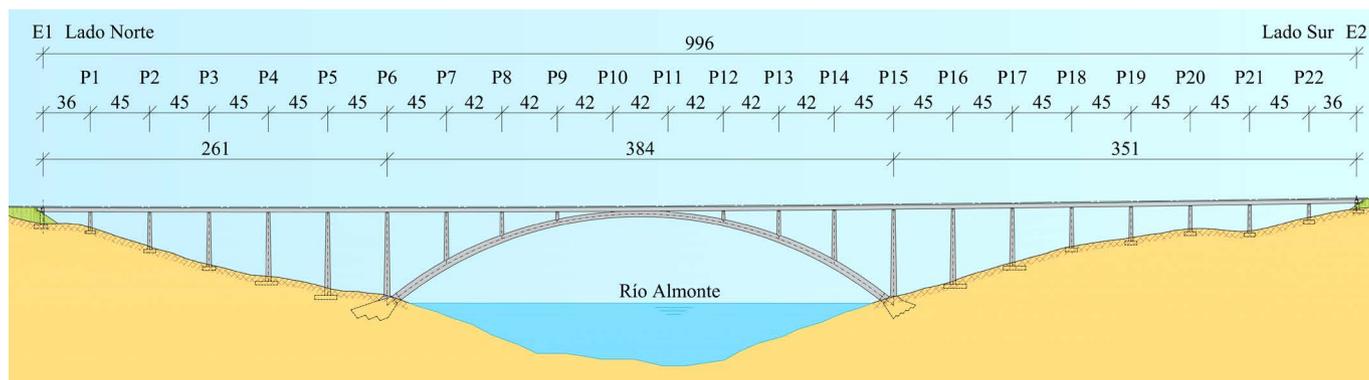


Figura 2. Alzado esquemático del puente.

có a una asociación de empresas formadas por la española FCC Construcción (85%) y la portuguesa Conduril (15%).

Una vez fue adjudicada la obra fue necesario definir en detalle los medios constructivos del puente. La conclusión fue que estos medios no eran los mismos que los supuestos durante la fase de proyecto surgiendo por tanto diferencias que había que considerar. La principal diferencia surge en el tamaño de las dovelas supuestas en el proyecto original ya que tenían una longitud variable entre 2.60 m y 4.0 m, mientras que en los estudios en detalle se observó que era interesante aumentar el tamaño de las dovelas por varios motivos:

- Se reduce el número de movimientos del carro aumentando por tanto la seguridad.
- Se reducen las juntas constructivas mejorando el comportamiento estructural del arco. A su vez se reduce el

número de solapes con lo que se reduce el peso total de armadura a disponer.

- Se optimiza el proceso constructivo.

Tras un estudio en detalle con la empresa encargada de suministrar el carro, se llegó a la conclusión de que el tamaño óptimo de la dovela estaría en el entorno de 6-7 m. Con este nuevo tamaño cambia el número de dovelas y por tanto el tamaño y peso del carro y todo el sistema de tirantes.

Con este cambio surge la necesidad de un recálculo total del proceso constructivo manteniendo la filosofía del proyecto original. A su vez, dada la complejidad del puente, todos los agentes que participaban en el proyecto constataron que era necesaria una ingeniería de construcción que desarrollara los diversos detalles del proceso constructivo así como diversos

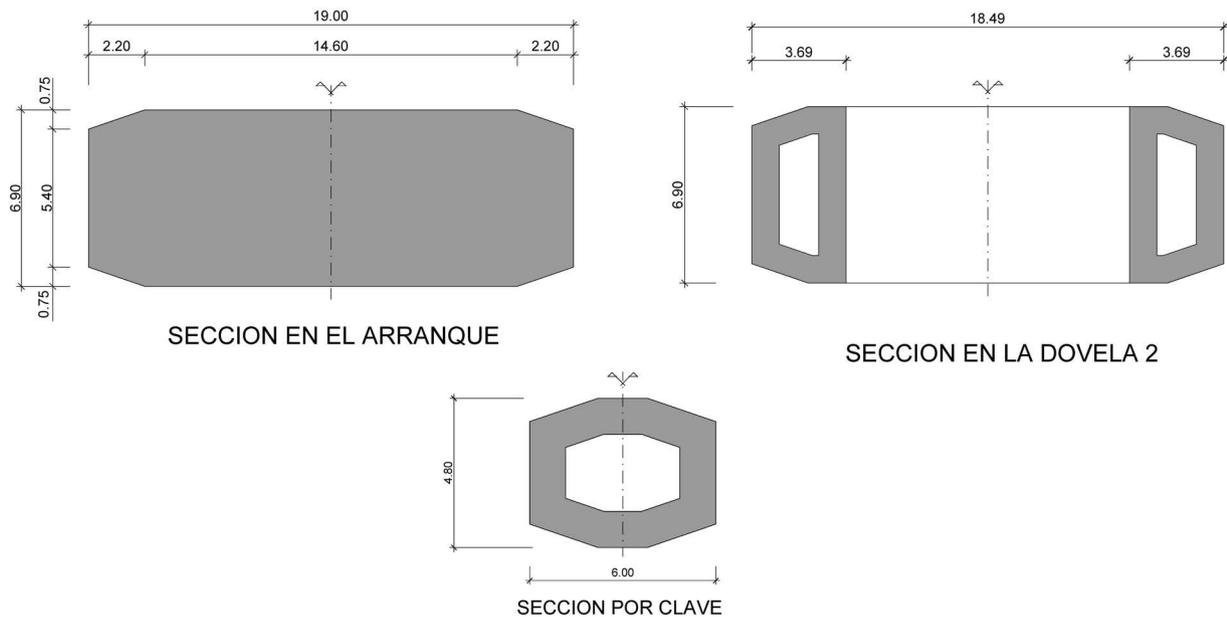


Figura 3. Secciones transversales del arco.

detalles del puente en su configuración final. Todos estos trabajos se englobaron dentro del denominado “Proyecto de Detalle” que fue encargado por la Propiedad a los Servicios Técnicos de FCC. En el desarrollo de estos trabajos el equipo de diseño participó como Asistencia a la Propiedad supervisando todo el trabajo. De este modo, durante el desarrollo del proyecto y la ejecución del puente han estado trabajando en conjunto los diseñadores del viaducto, los autores del proyecto de detalle y el equipo de construcción.

## 2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura consiste en un tablero continuo de 996 m de longitud (figura 2). Tiene un trazado recto en planta y presenta un ligero acuerdo vertical. El tablero es una sección cajón de hormigón postesado de canto contante 3.10 m y ancho constante de 14.0 m.

En las pilas el tablero está libre longitudinalmente y guiado transversalmente. Para resistir las acciones longitudinales el tablero está fijado a la clave del arco, esta fijación se materializa fundiendo la sección transversal del tablero con la del arco en la clave formando una única sección.

### 2.1. Viaductos de acceso

El viaducto de acceso norte tiene 261 m de longitud y una distribución de luces de 36+5x45 m, mientras que el viaducto de acceso sur tiene 351 m de longitud y distribución de luces 7x45+36 m. Ambos viaductos forman un único elemento estructural, siendo continuos en la longitud del viaducto y se han construido *in situ* con dos cimbras autolanzables superiores.

### 2.2. Puente principal

En esta parte es donde se encuentra el arco de 384 m de luz. Sobre él se apoyan ocho pilastras y sobre estas el tablero que tiene continuidad con los viaductos de acceso. La distribución de luces del tablero sobre el arco es de 45+7x42+45, siendo el vano central un vano especial ya que se funde con el arco en sus 17 m centrales.

El arco tiene una flecha de 67.5 m teniendo por tanto una relación flecha/luz de 1/5.7. Estas proporciones le dan un aspecto ligero a la estructura.

La geometría del arco es bastante singular ya que consta de dos “ramas” en sus arranques y se funde en una sola sección a 87 m del arranque, manteniendo esta configuración hasta su clave (figura 3). A su vez su sección transversal es variable en todo el arco. Sus formas son:

- Zona de dos patas: en el arranque tiene un tramo de 4.17 m de longitud con una sección octogonal maciza de 19 m de ancho y 6.90 m de canto. Desde ahí arrancan las dos patas con secciones transversales hexagonales aligeradas de 6.90 m de canto y ancho 3.70 m. Esta configuración va cambiando gradualmente aumentando el ancho y reduciendo el canto de cada pata y juntándose progresivamente hasta fundirse en un octógono a 87 m del arranque.
- Zona de sección única: en esta zona la sección es octogonal aligerada y va variando desde un canto de 6.09 m y un ancho de 8.37 m hasta un canto de 4.80 m en clave y ancho 6.0 m.

El arco se construyó avanzando en voladizo ayudado por un sistema de tirantes provisionales. Destaca el hormigón del arco ya que es un hormigón autocompactante de alta resistencia (80 MPa).



Figura 4. Vista general de la construcción del arco.

### 3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

En la construcción del viaducto se pueden diferenciar tres etapas:

- Construcción de los viaductos de acceso.
- Construcción del arco.
- Construcción del tablero sobre el arco.

Estas tres etapas son muy distintas en su proceso y corresponden a distintos momentos dentro del proceso constructivo general.

#### 3.1. Construcción de los viaductos de acceso

Es un proceso bastante convencional. Se realizó con dos cimbras autolanzables superiores avanzando desde cada estribo hacia el arco. Tras su finalización, las cimbras se retiraron para no interferir en la siguiente etapa.

#### 3.2. Construcción del arco

Se realizó por avance en voladizo desde cada extremo con un sistema de atirantamiento provisional. Este sistema de tirantes se anclaba en las dos pilas de retenida existentes en cada margen. Como pilono provisional se utilizó a las pilas contiguas al arco también llamadas pilas principales (pilas 6 y 15) durante la construcción de aproximadamente el 40% del arco por cada lado. Desde ahí fue necesario instalar una torre metálica provisional sobre las pilas principales de forma que el pilono provisional queda conformado por el conjunto pila-torre provisional (figura 4).

#### 3.3. Construcción del tablero sobre el arco

Tras el fin de la construcción del arco, se retiran los tirantes provisionales ya que el arco pasa de trabajar en voladizo a ser

una estructura autoportante. En ese momento se construyen las 8 pilastras situadas sobre el arco y posteriormente se reanuda la construcción del tablero con el mismo sistema que en los viaductos de acceso. En este caso el avance de la construcción debe ser simétrico para evitar esfuerzos asimétricos sobre el arco (figura 1).

#### 3.4. Sistema de puntos fijos durante el proceso constructivo

Los apoyos en todas las pilas están conformados por una combinación de dos apoyos tipo pot con un apoyo libre y otro guiado en sentido longitudinal. De esta forma se materializa un sistema con el movimiento relativo tablero-pila bloqueado en transversal y totalmente libre en longitudinal. En la construcción de viaductos largos es esencial estudiar los estados intermedios de puente para evitar situaciones en las que el tablero no esté suficientemente fijado en sentido longitudinal y frente a cualquier acción puedan producirse movimientos longitudinales incontrolados.

En el viaducto se diseñó un proceso de puntos fijos que se ajustaba a las necesidades en función de la configuración provisional del puente (figura 5). De este modo se dispuso el siguiente esquema de puntos fijos:

- Construcción de los viaductos de acceso: el punto fijo de cada tablero se materializó en cada estribo.
- Construcción del arco: el pilono provisional queda conformado por las pilas principales y las torres provisionales montadas sobre el tablero en la misma vertical que las torres provisionales. Esta configuración es muy cómoda desde el punto de vista constructivo ya que el mismo tablero sirve de plataforma de trabajo cercana al arco. Por contrapartida, los posibles movimientos del tablero por efectos térmicos o reológicos pueden afectar al funcionamiento estructural del conjunto pila-torre. Es por ello que en esta configuración el punto

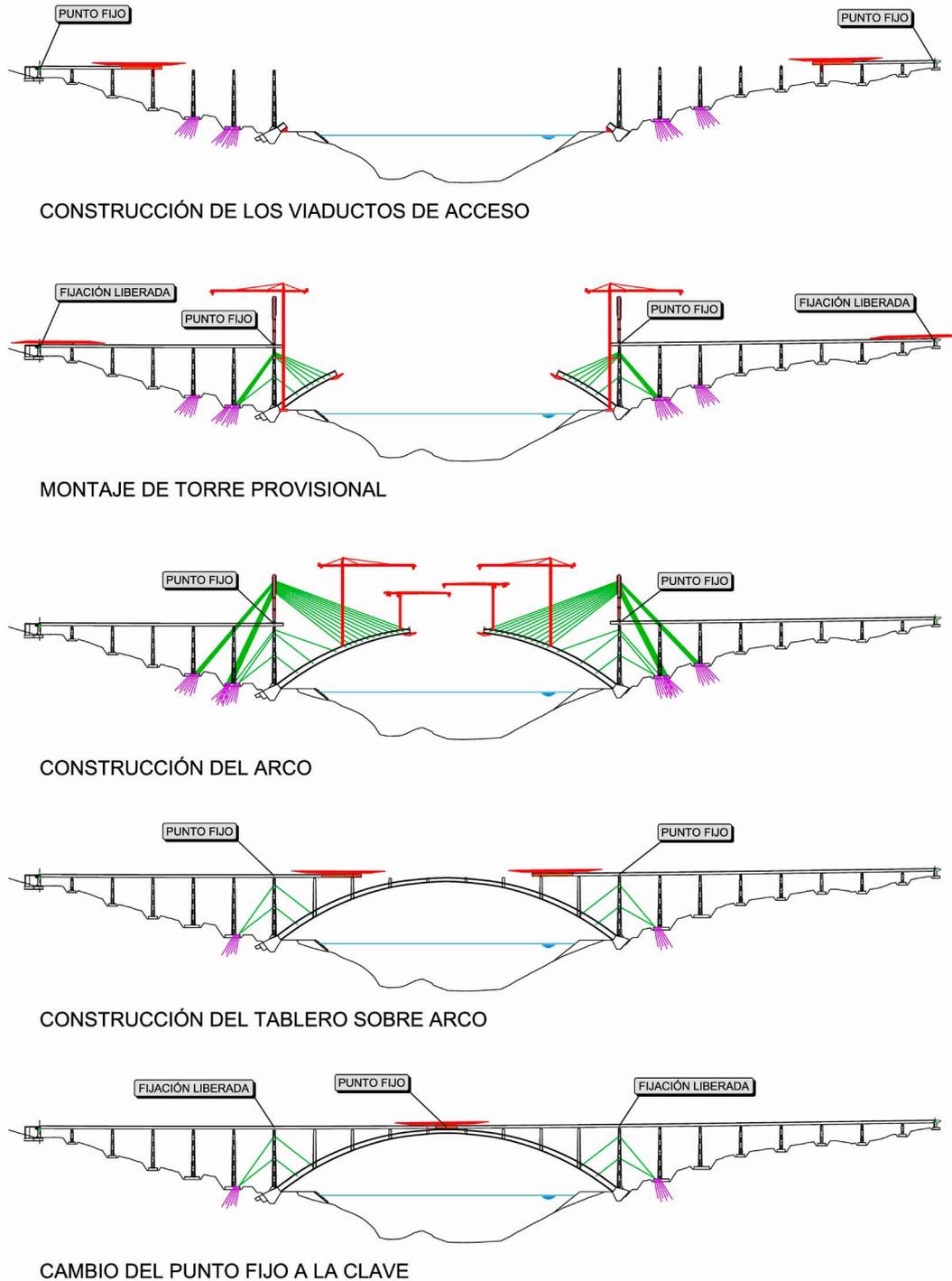


Figura 5. Secuencia de puntos fijos durante construcción.

fijo del tablero hay que cambiarlo de los estribos a las pilas principales para anular los movimientos relativos entre tablero y pila. Para que las pilas principales puedan resistir las acciones que transmite el bloqueo provisional es necesario tenerlas previamente rigidizadas en horizontal con los tirantes más cortos del sistema de atirantamiento.

- Construcción del tablero sobre el arco: durante esta etapa se mantuvo el punto fijo en las pilas principales para evitar un nuevo cambio del punto de fijación longitudinal.

A su vez se reduce la longitud de expansión de tablero que afecta al frente contra el que se va hormigonando cada fase. Para que las pilas principales soporten las acciones del bloqueo longitudinal es necesario que estén arriostradas por tirantes. Es por ello que a pesar de haber terminado la construcción del arco, se retiran todos los tirantes salvo dos familias que están ancladas a dos niveles en las pilas principales.

- Fin de la construcción: cuando se ha terminado la construcción del tablero, hay que cambiar las fijaciones

longitudinales de las pilas principales a la conexión arco tablero en la clave del arco.

#### 4. DISEÑO DE ELEMENTOS DEL PUENTE EN SU CONFIGURACIÓN FINAL

Dentro del diseño de detalle, se diseñaron y se desarrollaron diversos elementos del puente porque estaban afectados por el proceso constructivo o porque requerían un estudio más en detalle.

##### 4.1. Cimentaciones

Hubo que diseñar las cimentaciones de las pilas de retenida ya que se modificó el número de tirantes para la construcción del arco. También se diseñaron de nuevo las cimentaciones del arco para adaptarlas a la geometría y a la geotecnia real aparecida en las orillas del río.

##### 4.1.1. Zapatas de retenidas

El sistema de tirantes provisionales conectados al arco está equilibrado por los tirantes de retenida cuya fuerza hay que transmitir a la roca en las laderas del río. Esta transmisión se realiza a través de los anclajes al terreno existentes en las zapatas de retenida. Por tanto, en las zapatas 4, 5, 16 y 17 contiguas a las pilas principales, se realiza esa doble función de anclar la fuerza de los tirantes de retenida y transmitir esa fuerza a los anclajes al terreno existentes en esas zapatas.

Los anclajes al terreno tenían las siguientes características:

- Número de cordones: 12 $\Phi$ 0.6"
- Acero: Y 1860 S7 15.2 (140 mm<sup>2</sup>)
- Fuerza de tesado: 2400 kN
- Diámetro de perforación:  $\Phi$ 180 mm
- Longitud libre entre 6 y 10 m
- Longitud de bulbo: 16 m
- Adherencia estimada en el bulbo: 0.22 MPa
- Doble protección anticorrosión

Previamente a la ejecución de los anclajes al terreno se ensayaron 8 anclajes auxiliares distribuidos en las inmediaciones de las cuatro zapatas de retenida. En estos ensayos de idoneidad se ensayaron anclajes de 12 y 15 cordones, siendo la carga máxima del ensayo de 2400 kN en el caso de los anclajes de 12 cordones y de 3000 kN en el caso de los anclajes de 15 cordones. El objetivo de estos ensayos de idoneidad fue validar el dimensionamiento del bulbo de anclaje, su sistema de ejecución, perforación, inyección y tesado, siendo los resultados positivos. Los ensayos consistieron básicamente en la realización de sucesivos ciclos crecientes de carga y descarga, analizando tanto las deformaciones instantáneas como las deformaciones por fluencia, debiendo estar ambas acotadas por unos límites. Para estimar las deformaciones por fluencia se llegaban a dejar hasta 2.5 horas los anclajes a la carga de trabajo, estimando las deformaciones por fluencia del anclaje.

Una vez realizados los ensayos de idoneidad y dado por bueno el dimensionamiento de los bulbos de los anclajes al terreno, se procedió a la ejecución de los anclajes diseñados en cada zapata. Para controlar la ejecución de estos anclajes

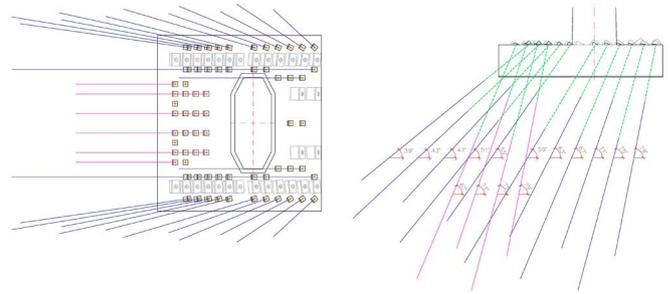


Figura 6. Planta y alzado de los anclajes al terreno en la zapata 5.

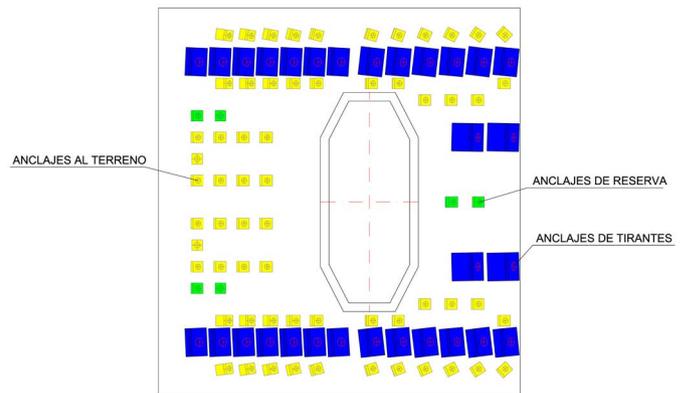


Figura 7. Planta de distribución de anclajes y tirantes en zapata 5.

se realizó el ensayo de aceptación en el 100% de los anclajes ejecutados. Estos ensayos consistían en llevar el anclaje a la máxima carga de trabajo (1.2 veces la carga de tesado) y medir tanto la deformación instantánea como la deformación por fluencia en un lapso de 15 minutos, debiendo ser capaz el anclaje de resistir la carga con deformaciones instantáneas y por fluencia inferiores a las prescritas en la Guía de Anclajes al Terreno [1]. En estos ensayos fue necesario descartar algún anclaje (un anclaje en P16 y un anclaje en P17) que falló y realizar un anclaje adicional en las zonas previstas en cada zapata para estas eventualidades.

Las zapatas de retenida se diseñaron con 60 anclajes al terreno en las pilas 4 y 17 y 62 anclajes al terreno en las pilas 5 y 16. La distribución de los anclajes al terreno es en forma abanicada para evitar interferencias entre ellos y con una pendiente orientada en la prolongación de las fuerzas de retenida para que fueran más efectivos (figura 6)

Los anclajes se ejecutaron desde la cara superior de la zapata tras haber hormigonado esta. Por lo tanto, durante la ejecución de las zapatas, hubo que dejar tuberías para dejar hueco para la posterior ejecución de los anclajes. Para facilitar la ejecución de esos anclajes no se dejaron esperas en el arranque de las pilas y la conexión con la armadura del fuste se hizo con manguitos.

Dado que los anclajes se ejecutaron tras hormigonar la zapata, antes de ejecutar esta había que prever la posibilidad de tener que ejecutar algún anclaje adicional ante cualquier fallo. Por ello, además de las tuberías previstas para la ejecución de los anclajes diseñados, se dejaron seis posiciones adicionales a modo de reserva por si ante cualquier eventualidad hubiera que reponer algún anclaje al terreno averiado (figura 7).

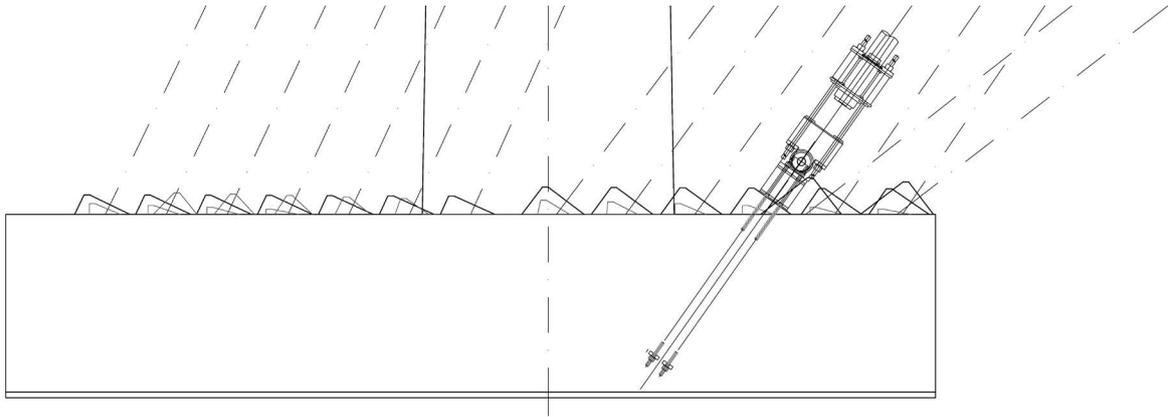


Figura 8. Detalle de anclaje del tirante.

Los anclajes al terreno transmiten la carga a la zapata directamente sobre su cara superior en unos recrecidos de hormigón ejecutados en segunda fase. La conexión de los tirantes se realiza mediante unas barras pretensadas que entran en la zapata y transmiten la carga del tirante hasta su cara inferior (figura 8). De este modo, durante la construcción de las zapatas, hubo que montar la armadura propia de la zapata junto con las tuberías para los anclajes y las barras de transmisión de los tirantes posicionados en espacio. Para facilitar este posicionamiento geométrico se usaron unos bastidores auxiliares.

Para definir el proceso de tesado hay que tener en cuenta que no se podían tesar todos los anclajes de una zapata sin tener anclados cierto número de tirantes de retenidas. Esto es debido a que, podrían sobrepasarse las tensiones admisibles en el terreno o, al estar los anclajes inclinados, podrían producir el deslizamiento de la zapata. Es por ello que su tesado se planteó en dos etapas en la que en cada una se tesaba un grupo de anclajes siendo cada grupo el 50% aproximadamente del número total de anclajes. De esta forma se tesaba al 100% de la fuerza teórica el primer grupo de anclajes antes de anclar ningún tirante y se tesaba el siguiente grupo tras haber alcanzado el número máximo de tirantes fijado con esa configuración (aproximadamente el 50% de los tirantes de retenida que van a anclarse en esa zapata). Tras acabar el arco y una vez empezaba la retirada de tirantes había que destesar los anclajes al terreno. En este caso el planteamiento de destesado de anclajes era similar, desglosando el proceso en dos etapas en las zapatas 4 y 17 y tres etapas en las zapatas 5 y 16.

Para el diseño de las zapatas se tuvieron en cuenta dos configuraciones:

- Situación de puente en servicio: la zapata se diseña frente a las acciones de la pila como una zapata convencional sin ningún tipo de anclajes al terreno.
- Situación de puente en construcción: hay que analizar la zapata tanto frente a las acciones que transmite la pila como a la transferencia de fuerzas que se debe realizar entre los tirantes de retenida y los anclajes al terreno.

En el diseño de estas cimentaciones durante la etapa constructiva se hicieron comprobaciones para cada una de las 163 etapas constructivas en las que se discretizó el proceso constructivo. Las comprobaciones fueron:

- Chequeo de la estabilidad global de la zapata: las comprobaciones consistían en chequear las tensiones

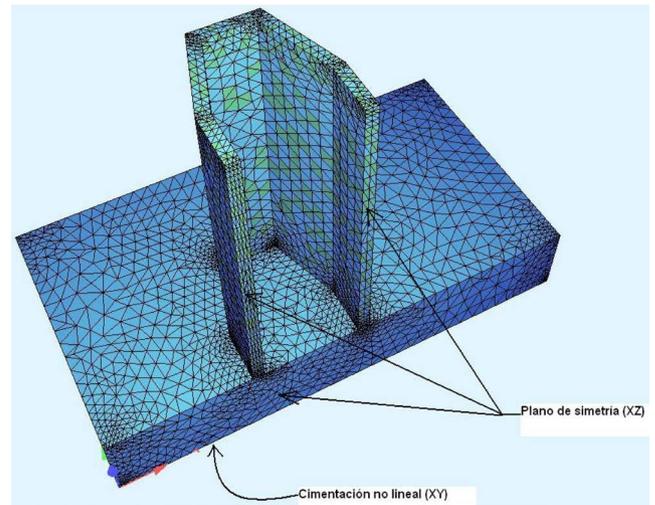


Figura 9. Modelo de cálculo.

máximas transmitidas al terreno (0.5 MPa), la seguridad al deslizamiento y la seguridad al vuelco.

- Diseño de la armadura frente a esfuerzos globales: debido a que las acciones de los tirantes y de los anclajes al terreno tienen componentes horizontales y verticales, el problema es tridimensional. Para analizarlo se hizo un modelo tridimensional de elementos finitos en el que se introdujeron las distintas configuraciones de anclajes y de retenidas. De este modelo se integraban las tensiones y se podían deducir las cuantías necesarias de armadura (figura 9). Hay que tener en cuenta que debido a las fuerzas de despegue de los tirantes, el contacto entre la zapata y el terreno hubo que modelarlo con muelles no lineales para representar los despegues en los casos que fuese necesario (figura 10).
- Estudios locales: en estos estudios se comprobaban las acciones locales y las armaduras de transmisión de las fuerzas de los tirantes de retenida a los anclajes al terreno.

### 3.1.2. Cimentaciones del arco

Las cimentaciones en un arco de esta tipología son esenciales en su funcionamiento estructural, ya que es necesario limitar los asientos para garantizar el trabajo por efecto forma en la estructura. Las zapatas se apoyan en unas pizarras de gran ca-

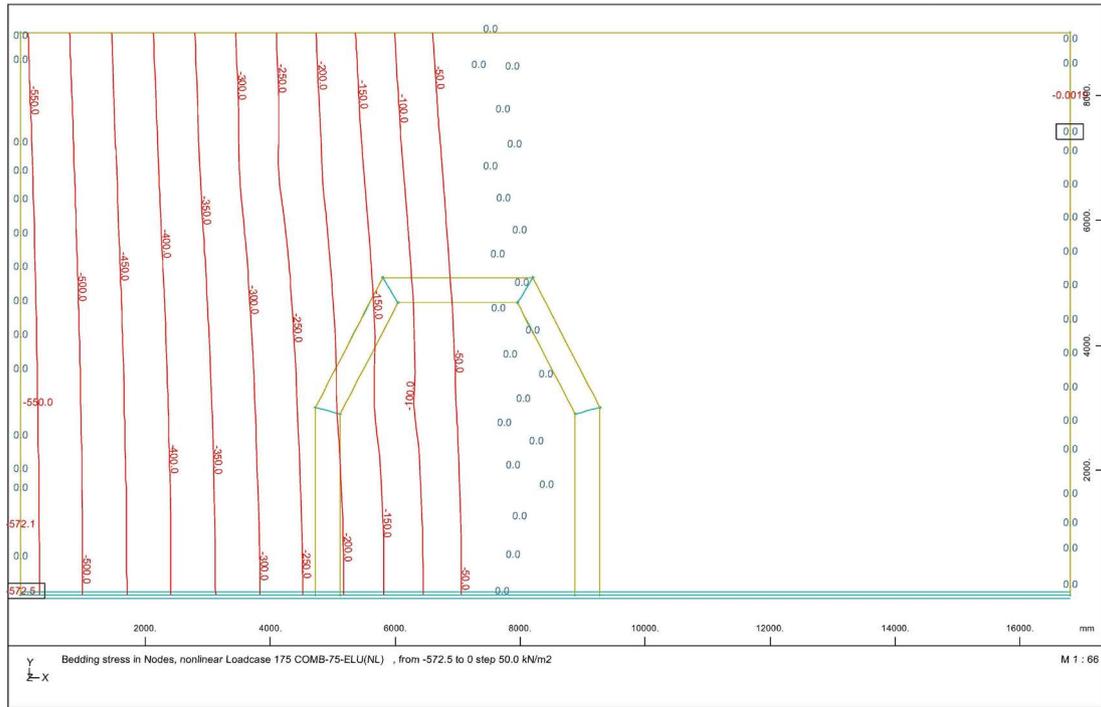
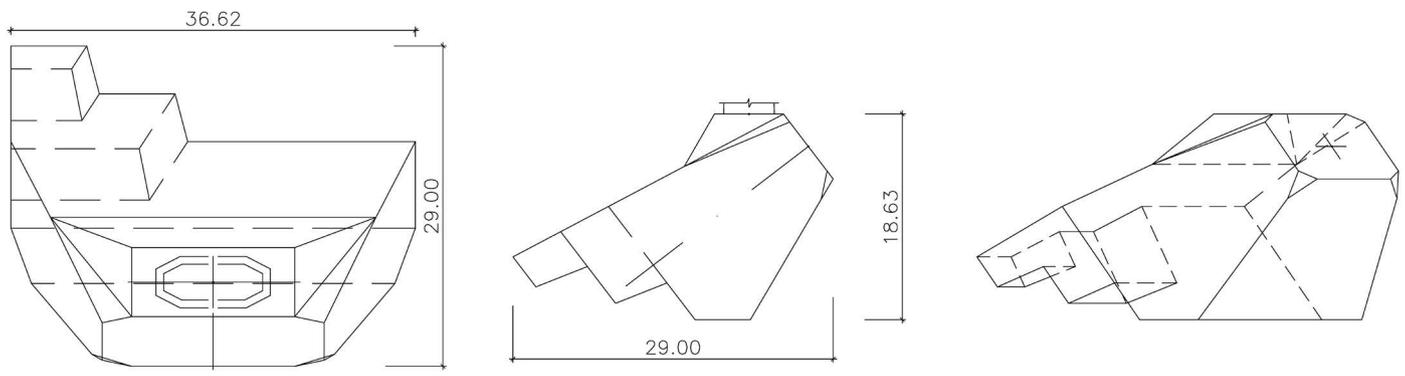


Figura 10. Ejemplo de resultado de tensiones transmitidas al terreno.

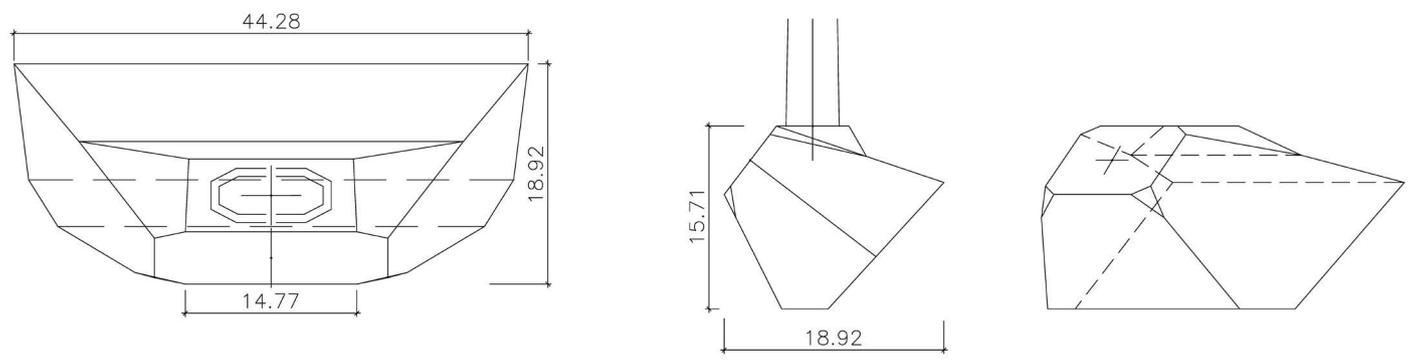


PLANTA

ALZADO

VISTA GENERAL

Figura 11. Formas de la zapata 6.



PLANTA

ALZADO

VISTA GENERAL

Figura 12. Formas de la zapata 15.

pacidad portante, no obstante, para aumentar la seguridad del macizo rocoso, previamente se realizó un plan de inyecciones en la roca para rellenar sus juntas.

Las cimentaciones del arco son comunes también a las pilas principales 6 y 15. Por lo tanto es un elemento complejo que debe garantizar la transmisión de cargas hacia la roca desde una pila convencional y a su vez, debe garantizar la transmisión de las cargas del arco hacia la roca. Esto obliga a que cada cimentación tenga una superficie horizontal en coronación para el apoyo de la pila y una superficie ortogonal a la directriz del arco en su arranque.

Durante el proyecto se realizó un diseño bajo estas ideas encajando la cimentación en el perfil de roca estimado. Una vez se empezaron a hacer las limpiezas del terreno preliminares por parte del equipo de obra, se apreció que las formas de las cimentaciones se debían ajustar al perfil de roca realmente existente. De ahí surge la necesidad de revisar estos elementos durante la fase del proyecto de detalle.

Al revisar las cimentaciones se buscaron varios objetivos:

- Optimizar los volúmenes de excavación.
  - Optimizar los volúmenes de hormigón.
  - Simplificar las superficies a excavar en el talud de roca.
- Para ello se buscaba garantizar una superficie horizontal en el fondo de la excavación para transmitir de forma directa las cargas de las pilas 6 y 15, y adicionalmente se conformaba una superficie cómoda de trabajo en el fondo de la excavación. También se buscaba una superficie casi ortogonal a la directriz del arco sin escalonados para que la transmisión de la carga del arco fuera lo más directa posible.

Las formas de la cimentación deben ser en tronco de pirámide para abrir las cargas desde el arranque del arco al apoyo en la roca (figuras 11 y 12).

Para analizar la transmisión de tensiones a la roca se realizaron modelos de elementos finitos planos para estudiar cómo se abren las tensiones en la zapata y qué tensiones se transmiten a la roca. Al ser un modelo plano, hay que suponer un reparto en la dirección ortogonal al modelo para poder estimar la presión que se desarrolla en el cimiento (figura 13).

Se comprobó que las tensiones transmitidas a la roca en combinaciones características, eran de media 1.2 MPa y de presión máxima 2.0 MPa, valores admisibles para el macizo rocoso y similares al diseño original de las cimentaciones.

Para calcular el armado de la cimentación se realizaron dos análisis. El primer análisis se basó en los modelos de elementos finitos descritos anteriormente, desde esos modelos se integraban las tensiones principales y se estimaban las cuantías necesarias según ciertas direcciones. El segundo estudio se realizó con unos modelos de bielas y tirantes para confirmar las cuantías del modelo de elementos finitos (figura 14).

Adicionalmente a estos cálculos globales de las cimentaciones se realizó un estudio en detalle sobre cómo hormigonar las cimentaciones.

Ambas zapatas son elementos muy masivos con volúmenes de: 7 270 m<sup>3</sup> en pila 6 y 6 390 m<sup>3</sup> en pila 15. Ante esos volúmenes había mucha incertidumbre para hormigonar en una sola fase analizando la capacidad de las plantas de hormigonado cercanas. A su vez había riesgo de alcanzar altas temperaturas durante el fraguado. Por todo ello se decidió dividir el

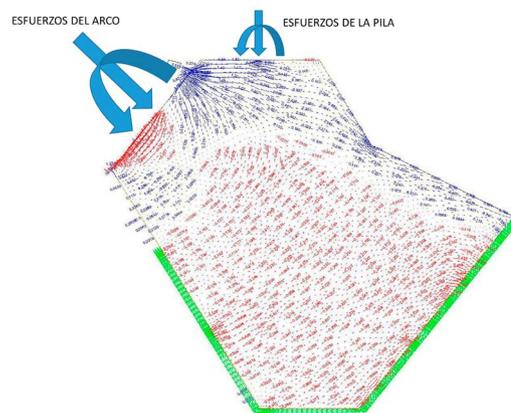


Figura 13. Modelo de elementos finitos.

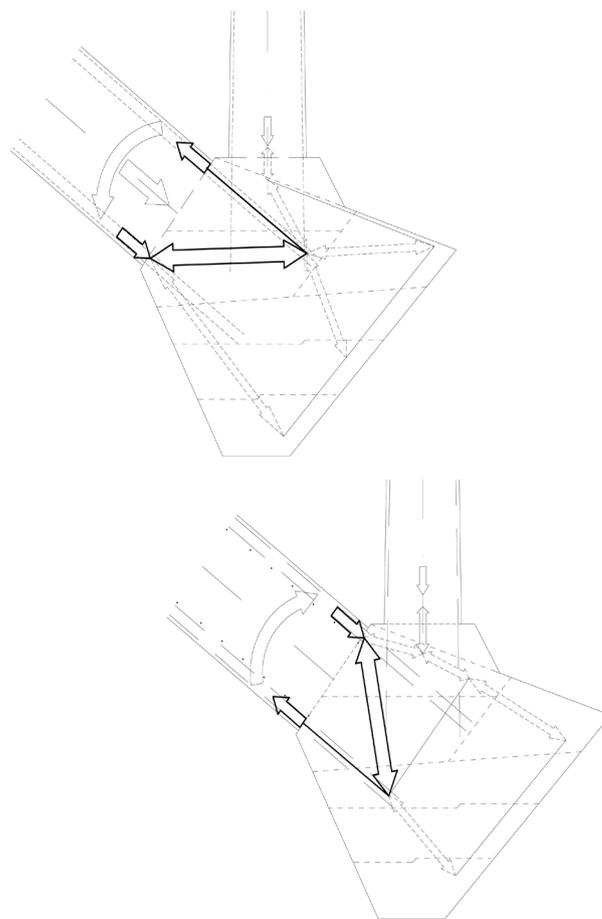


Figura 14. Modelos de bielas y tirantes.

hormigonado de las cimentaciones en 9 etapas en pila 6 y 7 etapas en pila 15 (figura 15). El planteamiento fue buscar fases de hormigonado con volúmenes inferiores a 1 000 m<sup>3</sup> para garantizar el suministro de hormigón y controlar las temperaturas de fraguado. A su vez se buscó que cada etapa no tuviera un espesor de hormigón mayor de 4.0 m para no complicar en exceso los encofrados.

En las juntas entre fases se materializó una junta rugosa y se cosió con armadura. Para hacer este análisis, se revisaron tanto los modelos de bielas estudiando el ángulo de incidencia de cada biela en cada junta, como los modelos de elementos

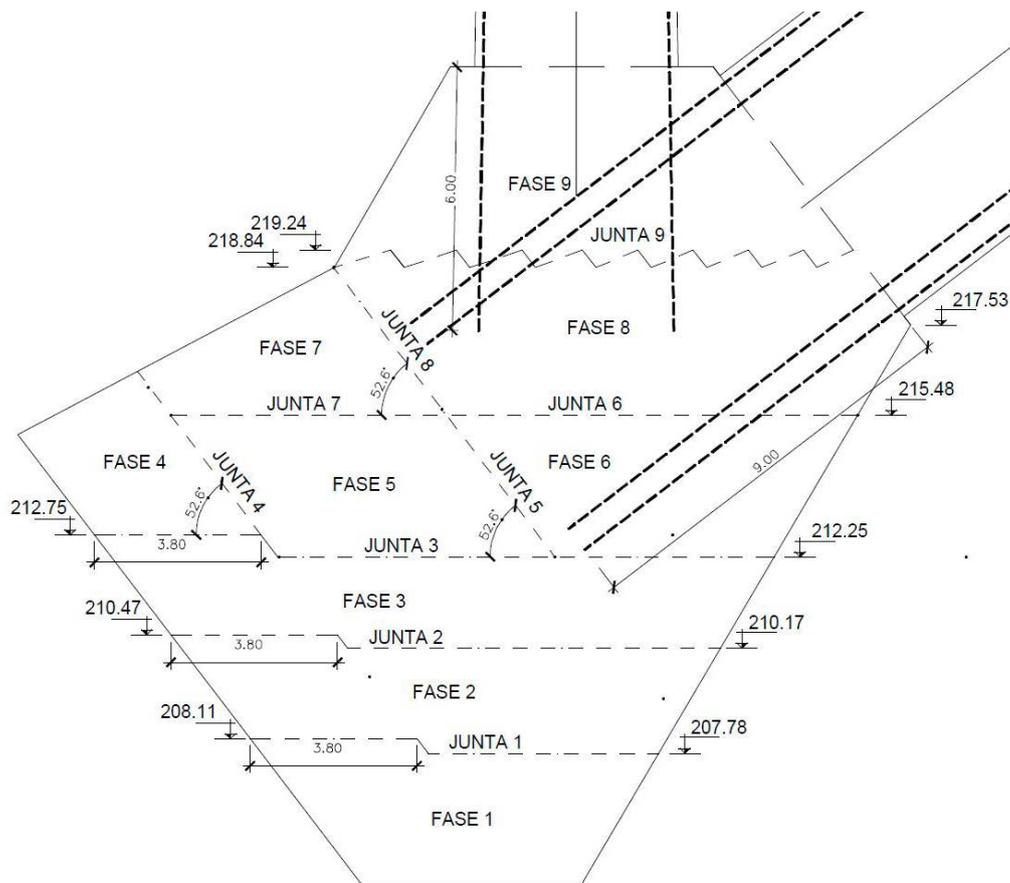


Figura 15. Fases de hormigonado de pila 6.

finitos en los que se integraban las tensiones tangenciales en cada junta. De este análisis resultó la cuantía de la armadura de cosido en cada junta. Adicionalmente, en la junta horizontal superior, para incrementar su seguridad frente a rasante, se materializó un dentado para conseguir que los planos de contacto fueran lo más ortogonales posibles a las tensiones principales.

#### 4.2. Pilas

El principal trabajo realizado se centró en el estudio de las pilas principales 6 y 15 ya que en ellas se anclaban las 8 primeras familias de tirantes provisionales del arco. Como se modificó el número y distribución de los tirantes, fue necesario volver a estudiar y diseñar estas pilas.

El trabajo realizado puede dividirse en dos: el análisis local del anclaje de los tirantes y el análisis global en el que se analizan los esfuerzos que deben resistir esas pilas.

##### 4.2.1. Comportamiento local de las pilas 6 y 15

Los tirantes y las retenidas de las 8 primeras familias se cruzan a dos alturas de las pilas 6 y 15, de modo que estas pilas trabajan como pilono provisional del sistema de tirantes (figura 16).

Para simplificar el cruce de tirantes y marcar un comportamiento claro se diseñó una distribución en la que las parejas de tirantes que iban al arco se anclaban cerca de los laterales de las pilas, mientras que las parejas de tirantes de retenida se anclaban en la parte central de la pila (figura 17). También se buscó que cada familia de tirantes de tiro y retenida se cruza-



Figura 16. Detalle de cruce de tirantes a dos alturas.

ran en el eje de la pila para no inducir flexiones longitudinales en esta. Con esta configuración se conseguía que la transmisión de esfuerzos entre tiro y retenida se produjera con un mecanismo de flexión horizontal claro y a su vez fácil de materializar ya que se permitía una distribución de armadura en la pila más sencilla que si se hubiera seguido una distribución más aleatoria.



Figura 17. Detalle de posición de tirantes en pila.

#### 4.2.2. Comportamiento global de las pilas 6 y 15

La parte más compleja de análisis de estas pilas es durante la situación constructiva. Antes de montar la primera familia de tirantes que anclan en la torre provisional (familia 9 de tirantes) el tablero debe haber cambiado su punto fijo de los estribos a la coronación de las pilas 6 y 15. Desde ese momento, el pilono provisional queda formado por el conjunto pila-torre provisional siendo su conexión poco directa ya que se realiza a través del tablero que a su vez presenta una articulación materializada en los apoyos. En esa configuración hay una gran interacción con todos los elementos del puente: arco, tirantes, pilono y tablero. Por lo tanto, para estudiar las pilas y la torre provisional, es necesario un modelo que estudie este comportamiento global.

Se realizaron tres modelos de cálculo en los que se reflejaban las tres situaciones peores para las pilas (figura 18):

- Punto fijo instalado en la pila 6 y 15 y todavía no instalada la torre provisional. En ese momento había una carga longitudinal importante proveniente del rozamiento de teflones.
- Arco a punto de cerrarse. Esta era la situación con el máximo voladizo y con las máximas cargas en las pilas 6 y 15.
- Arco cerrado y punto fijo aún en pilas 6 y 15. Esa es la configuración que se mantuvo hasta el cierre del tablero. En ese estado las pilas 6 y 15 también tenían una fuerza de rozamiento de teflones importante por lo que era necesario mantener dos familias de tirantes para que el arco ayudara al trabajo como punto fijo de las pilas.

Durante el análisis de estos modelos se analizó el comportamiento global de la estructura con la solución de torre provisional empotrada en el tablero. De estos análisis se extrajeron las siguientes conclusiones:

- Con este tipo de vinculación hay una gran interacción entre los diversos elementos.
- Como la torre se apoya en el tablero y debido a la altura de la pila, no se puede materializar un punto fijo efectivo. Por lo tanto, el momento de segundo orden de la torre es muy sensible al movimiento de la base de la torre (figura 19).

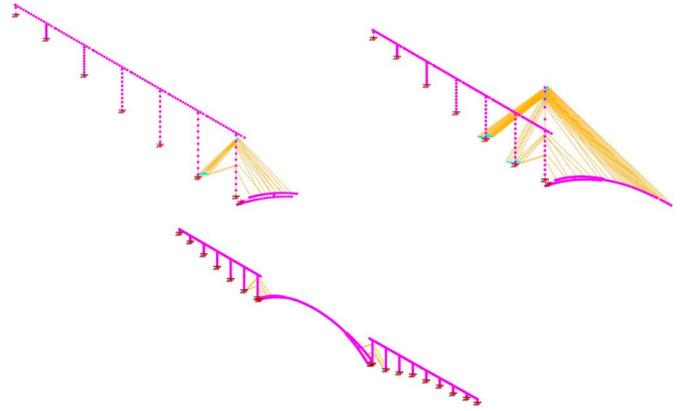


Figura 18. Modelos de cálculo de las pilas principales.

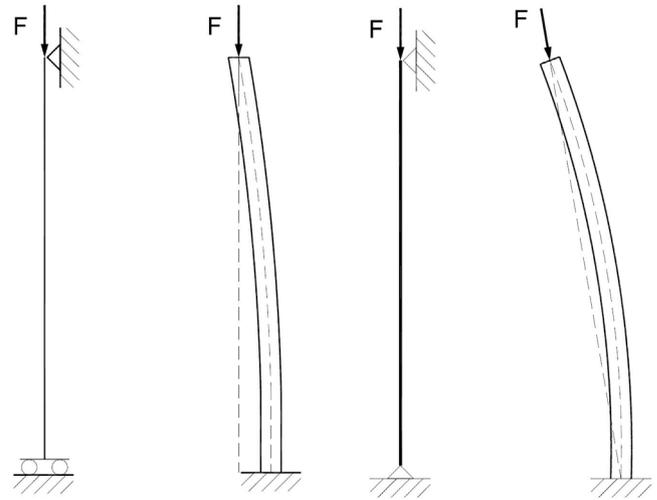


Figura 19. Comportamiento con torre empotrada.

Figura 20. Comportamiento con torre articulada.

De hecho, se aprecia como el primer modo de pandeo de la torre proviene de un movimiento de la base.

- La rigidez del sistema la aporta el sistema de tirantes, mientras que el empotramiento de la torre no aporta rigidez al sistema.
- El empotramiento de la torre complica el detalle de la conexión en la riostra del tablero sobre la que se apoya la torre.

Por estos motivos se decidió cambiar la configuración de la conexión torre-tablero a una articulación. Con esto se consiguió:

- Independizar el trabajo de la torre del resto de la estructura. De este modo los esfuerzos en la torre no están influenciados por los posibles movimientos de su base (figura 20). La torre pasa a funcionar en esencia como un elemento biarticulado comprimido en sus extremos [2]. En consecuencia, también se consigue que el sistema sea menos sensible a posibles cambios a introducir en las fuerzas en tirantes durante el desarrollo de la construcción.
- Se simplificó la conexión de la torre al tablero.
- La articulación facilita un montaje por abatimiento en lugar de un montaje en vertical. Finalmente este fue el proceso seguido con lo que se consiguió:

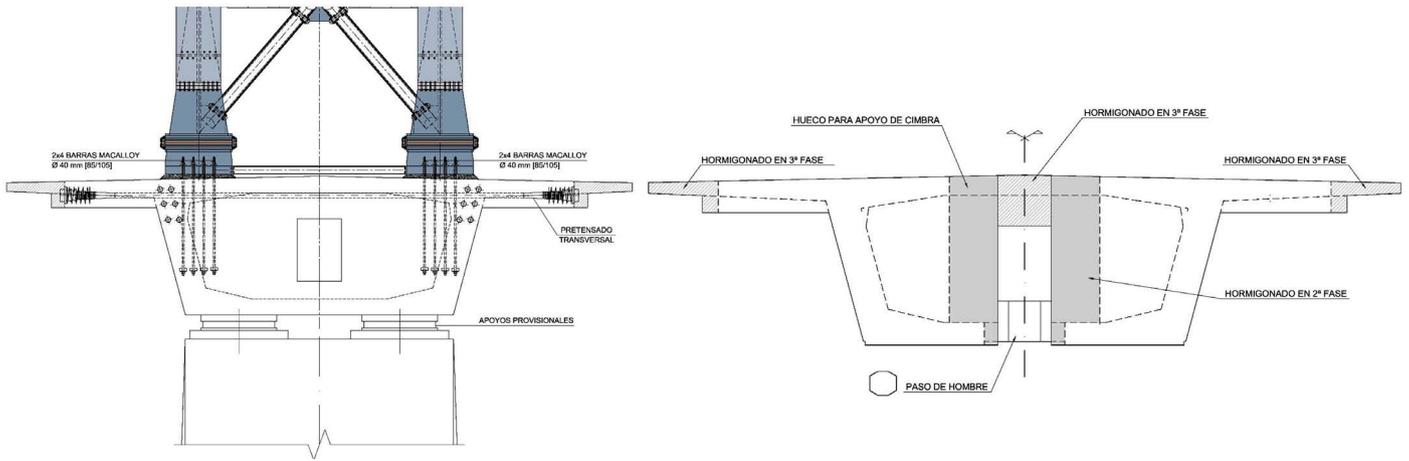


Figura 21. Esquema de la riostra en pilas 6 y 15 y proceso constructivo.

- o Premontar la estructura en horizontal uniendo elementos más pesados que si se hubiera montado en vertical. De este modo se pudo reducir el número de uniones.
- o Se agilizó el montaje.
- o Se utilizaron equipos de elevación más pequeños.
- o Se redujeron los trabajos en altura.

Tras decidir esta configuración de la torre, las pilas 6 y 15 se diseñaron con los modelos descritos. Estos modelos eran no lineales tanto geoméricamente como desde el punto de vista del comportamiento del material. Para implementar ese comportamiento, tanto las pilas como el arco se modelizaron con unos modelos de fibras en los que cada fibra representaba el hormigón y el acero y en cada caso se incorporaba la ley de comportamiento no lineal del material. A su vez estos modelos se analizaron teniendo en cuenta la no linealidad geométrica, realizando por tanto un cálculo no lineal completo. Con los resultados de estos modelos se diseñaron las pilas 6 y 15.

### 4.3. Tablero

Los principales puntos de actuación en el proyecto de detalle fueron: ajustes del tablero para adaptarse a la cimbra y ajustes en la riostra de pilas 6 y 15.

#### 4.3.1. Ajustes por la cimbra

Las cimbras utilizadas fueron unas cimbras superiores. El apoyo de este tipo de cimbras se materializa normalmente en un apoyo trasero o dorsal sobre el tablero ejecutado y en un apoyo frontal o delantero sobre la pila. Este apoyo frontal presenta grandes interferencias con la riostra de la fase que se está construyendo.

Adicionalmente hay que tener en cuenta que cada fase del tablero se hormigonaba de una vez, por lo que era necesario resolver las interferencias que presentaban las riostras al movimiento longitudinal del encofrado interior cuando se mueve de una fase a otra.

Las principales actuaciones en el proyecto de detalle sobre el tablero de los viaductos de acceso se centraron en resolver estos dos aspectos. Cada uno de ellos se resolvió de la siguiente manera [3]:

- Interferencia con el encofrado interior: para solucionarlo, el hormigonado de las riostras se diseñó en dos etapas; una primera que se hormigonaba con el resto de la fase y una segunda que se ejecutaba tras haber movido longitudinalmente el encofrado interior a la siguiente fase. Se dispusieron manguitos de conexión para dar continuidad a las armaduras de ambas etapas constructivas.
- Interferencia con el apoyo delantero de la cimbra: se disponían 4 huecos tanto en losa superior como en losa inferior del cajón para salvar la interferencia con los 4 perfiles metálicos que materializaban el apoyo de la cimbra. Estos huecos se hormigonaban en segunda fase una vez se había lanzado la cimbra a la siguiente fase.

#### 4.3.2. Riostra de pilas 6 y 15

Dado que las torres provisionales se disponían sobre el tablero sobre los diafragmas de apoyo en pilas 6 y 15, el trabajo de estas riostras era esencial para el funcionamiento del sistema de tirantes. Estos diafragmas, durante la fase constructiva, eran los encargados de canalizar las cargas transmitidas por la torre provisional a la pila.

Este elemento fue necesario revisarlo durante el proyecto de detalle para modificar el detalle de apoyo de la torre de empotrado a articulado, y hubo que ajustar la riostra a la utilización de la cimbra superior. Adicionalmente se dejaron unos huecos en losa superior para facilitar la extracción del encofrado interior, ya que tras la ejecución de estas fases las cimbras debían retirarse hasta la finalización del arco y la reanudación de la construcción del tablero sobre cimbra.

Con estos condicionantes se diseñó un pretensado transversal para resistir las flexiones transversales durante la etapa constructiva y la ejecución de la riostra se planteó en tres etapas (figura 21):

- Una primera etapa que se ejecutó junto con el resto del tablero sobre cimbra. En esta primera etapa se dejaban huecos para el movimiento del encofrado interior, hueco superior para la extracción del encofrado interior, huecos para la interferencia con el apoyo delantero de la cimbra y huecos en los voladizos para facilitar el acceso al tesado del pretensado transversal.
- Segunda etapa: una vez retirada la cimbra y por tanto re-

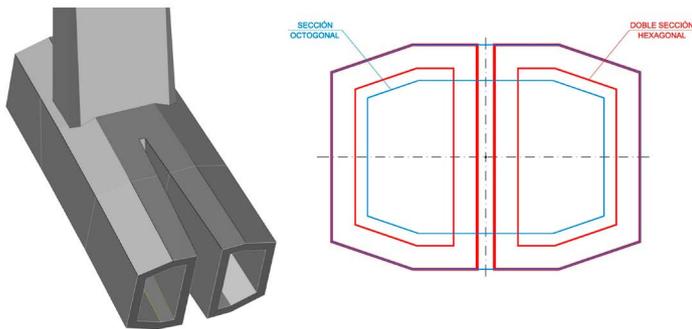


Figura 22. Secciones del arco antes y después de la zona de transición.

tirada la pata delantera se hormigonó la segunda etapa que interfería con la pata de la cimbra.

- Tercera etapa: tras la retirada de la cimbra y la ejecución del pretensado transversal se hormigonó el hueco en losa superior y el hueco en los voladizos laterales.

Los condicionantes constructivos complicaron el diseño del diafragma. Por contrapartida, al articular el apoyo de la torre se produjo una reducción importante en la armadura de conexión entre torre y tablero.

Durante la ejecución del arco, debido al axil transmitido por la torre de atirantamiento, la carga que se transmitía del tablero a la pila era muy superior a la carga en situación de servicio. El planteamiento de proyecto era disponer unos apoyos tipo pot provisionales y tras la retirada de las torres provisionales, sustituir esos apoyos por unos apoyos convencionales. Este planteamiento se respetó en construcción, por lo que hubo que ajustar dos aspectos fundamentalmente:

- Debido a las dimensiones de los apoyos, hubo que modificar el apoyo delantero de la cimbra para que cupiera entre los apoyos provisionales [3].
- Para facilitar el proceso, se diseñó la operación de sustitución de apoyos con anterioridad y así poder construir los detalles necesarios en la coronación de la pila. Para lo cual se diseñó una plataforma auxiliar fijada a la cabeza de la pila y se aprovecharon los huecos de los voladizos del tablero en las riostras para la manipulación de los apoyos con una grúa desde la cara superior del tablero [4].

#### 4.4. Arco

Debido a la complejidad del arco, se han tenido que resolver diversos elementos durante el desarrollo de los trabajos del proyecto de detalle. Entre estos detalles a resolver se pueden destacar: el estudio de la zona de conexión de doble sección de arco a sección simple y la zona de conexión del tablero con el arco en clave. En este apartado se van a explicar con más detalle el estudio de estos dos elementos.

##### 4.4.1. Zona de entronque de doble sección a sección simple

Los primeros 87 m del arco en cada margen constan de una doble sección hexagonal que le aporta una mayor rigidez transversal al arco. Tras ese tramo el arco continúa en una sección simple octogonal. Este diseño aporta claras ventajas a la estructura pero introduce complejidades constructivas y la complejidad de resolver el nudo en el que se realiza la transición.

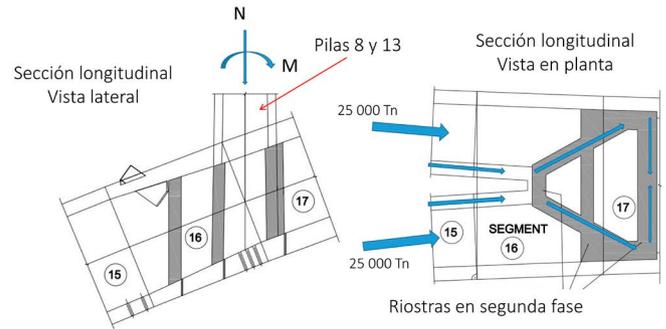


Figura 23. Esquema de fuerzas en la zona de transición.

Esta conexión se produce además debajo de las pilas 8 y 13 de cada margen, por lo tanto en ese nudo hay que resolver la transmisión de esfuerzos del arco de una zona con doble sección a una zona con sección simple y a su vez hay que resolver la transmisión de cargas verticales de la pila al arco.

La transmisión de esfuerzos de la pila al arco se realiza con riostras transversales alineadas con las caras dorsal y frontal de la pila al igual que en el resto de riostras bajo pilas. En cambio la conexión de las dos ramas a una sola es más compleja. El principal esfuerzo en el arco es el axil que en estado límite último puede llegar a unas 500 MN. El área total de la sección transversal del arco antes y después de ese nudo es igual pero su distribución es bien distinta (figura 22). En la zona de la doble sección hay un 30% del axil que se transmite por las almas interiores y que deben ser transmitido a las caras exteriores de la sección simple para evitar empujes al vacío. El esquema de esfuerzos principales que debe resistir el nudo se esquematiza en la figura 23.

Para facilitar esa transmisión del axil se definieron unas riostras alineadas con las almas que se interrumpen en el nudo, de forma que el axil proveniente de esas almas se conduzca hacia las caras laterales. De esta forma el axil se transmite de la siguiente manera:

- De forma directa a las caras laterales. Este esquema de fuerzas demanda un tirante importante que se debe disponer en la riostra transversal bajo la cara frontal de la pila.
- De forma indirecta por rasante a las losas superior e inferior del arco.

Con estos esquemas de carga se diseñaron las necesidades de armadura. Para construir esta zona hay que tener en cuenta que los carros del arco hacían necesario el construir todas las riostras en segunda fase. Adicionalmente, tras estudiar el nudo tanto el equipo de obra como los diseñadores, se comprobó que era muy complicado materializar los aligeramientos de esa zona por lo que se decidió disponer la armadura acorde al esquema de cargas descrito pero se hormigonó todo el nudo sin aligeramientos [5].

##### 4.4.2. Conexión arco tablero

La conexión es un detalle esencial en la configuración final del puente ya que en él se va a materializar la fijación longitudinal al tablero. Buscando la máxima efectividad el equipo de diseño definió esta fijación en una conexión directa entre la sección del tablero y la sección del arco.

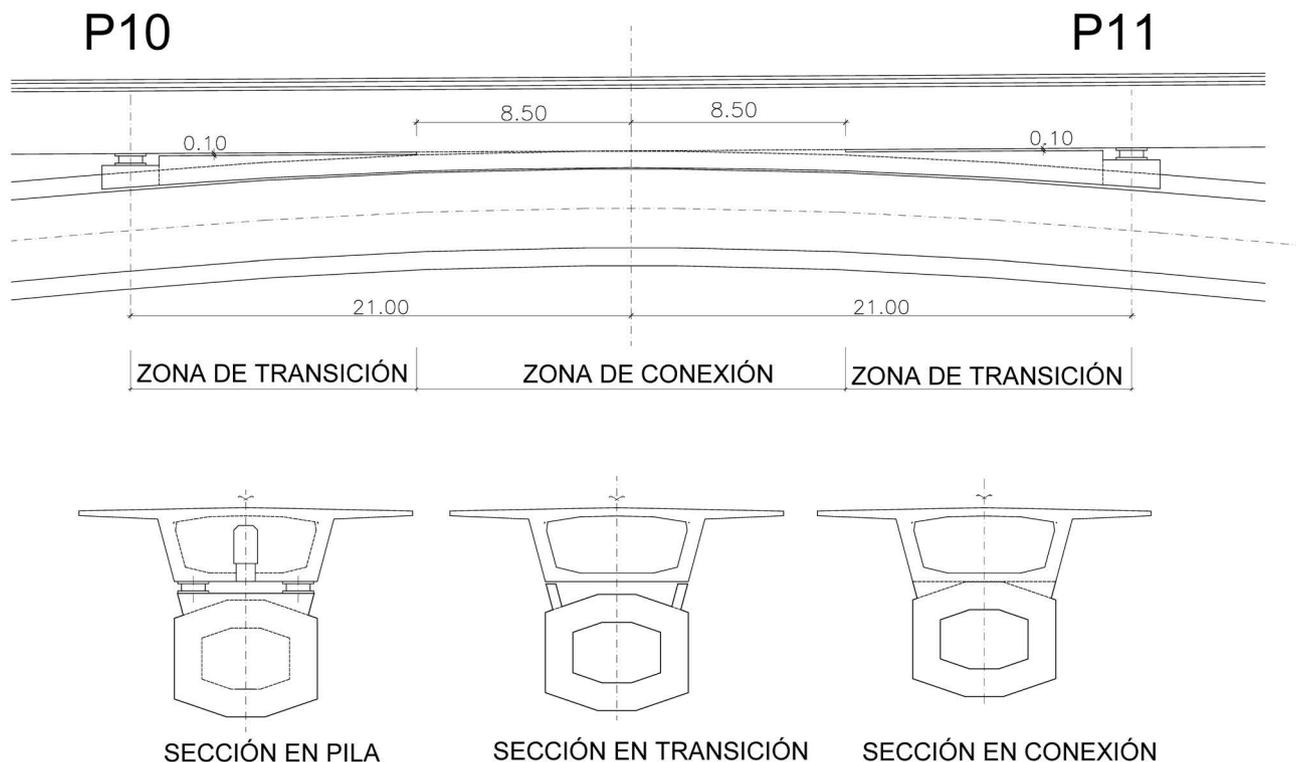


Figura 24. Vistas de la zona de conexión.



Figura 25. Vista general de la construcción del tablero en zona de conexión.

La zona se resuelve con dos zonas diferenciadas (figura 24):

- Una zona de transición de 12.5 m de longitud junto a las pilas 10 y 11.
- La zona central en la que se conectan ambas secciones y que consta de 17 m de longitud.

La zona de transición lleva unos muretes en el arco ejecutados en segunda fase que sirven para que formalmente haya una transición suave entre las pilas 10 y 11 y la conexión.

En la zona de conexión hay que transmitir desde el tablero al arco el axil proveniente de la hipótesis de frenado y arranque (8500 KN) y el axil proveniente del rozamiento descompensado de los teflones a ambos lados del punto fijo (4 200 KN). Esta transmisión se realiza por un rasante concentrado en la zona de

contacto entre las almas del arco y del tablero. Adicionalmente, en el nudo hay que transmitir los momentos flectores y cortantes que provienen de las cargas verticales del tablero.

La armadura principal que resulta del análisis es una armadura vertical que conecta las almas de ambos elementos (arco-tablero). Como el arco se hormigona a sección completa, es necesario dejar manguitos de conexión en la cara superior para dar continuidad a las armaduras verticales que materializan la conexión (figura 25). Adicionalmente, para mejorar la transmisión del rasante, se hizo un tratamiento especial en la cara superior del arco consistente en materializar unos surcos en el hormigón y posteriormente las superficies se trataron con chorro de arena para eliminar pequeños trozos de hormigón sueltos y restos de lechada [4].

## 5. DISEÑO EN DETALLE DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

En un puente de esta entidad hay infinidad de detalles condicionados por el proceso constructivo que solo pueden ser definidos y estudiados tras definir los medios con los que se va a construir el puente. Este es el principal motivo de la necesidad del proyecto de detalle que se desarrolló. Como se ha dicho anteriormente, el proceso constructivo del proyecto original se mantuvo, pero debido al ajuste en el tamaño de las dovelas, se cambió su número, afectando por tanto al cálculo completo del proceso constructivo que tuvo que ser rehecho.

En este apartado se van a explicar algunos de los aspectos más singulares de este estudio en detalle.

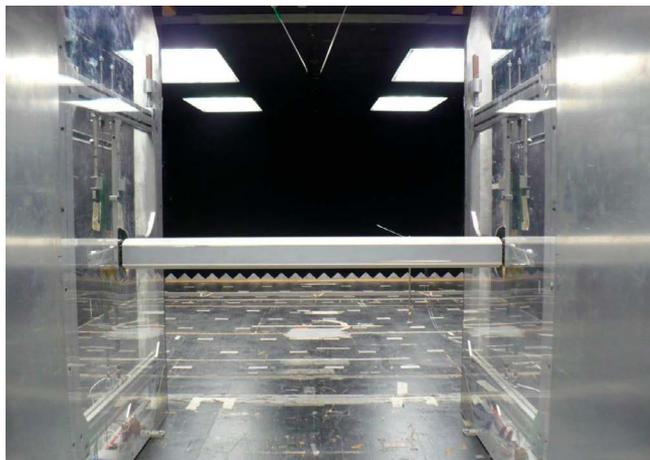


Figura 26. Vista general del ensayo seccional del arco a baja turbulencia.



Figura 27. Detalle del modelo global en la etapa constructiva de máximo voladizo.

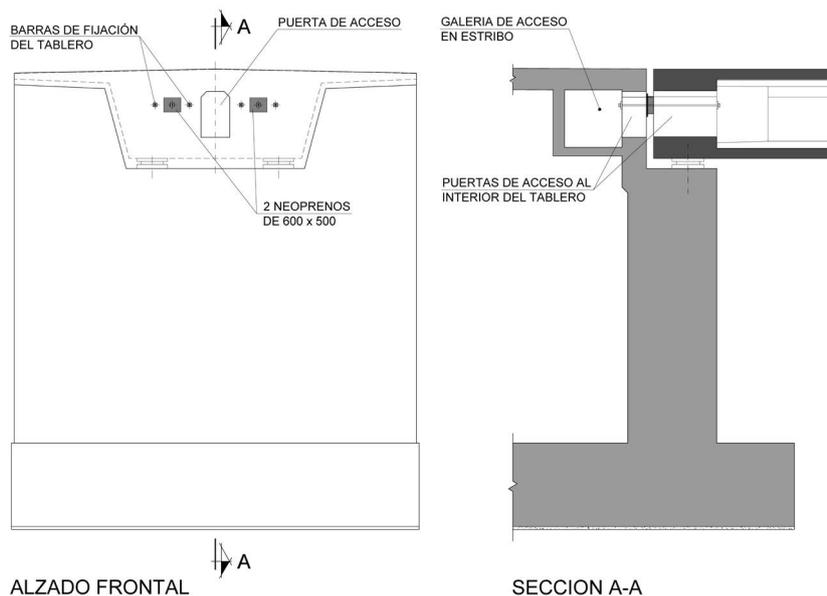


Figura 28. Alzado y sección de la conexión tablero-estribo.

### 5.1. Estudio del viento

En la fase de proyecto se realizaron estudios de viento, no obstante, tras la adjudicación de la construcción y tras definir en detalle los medios constructivos a utilizar, se decidió realizar una nueva serie de ensayos de viento.

Los ensayos fueron seccionales modelizando el arco (figura 26) y modelos globales modelizando todo el puente (figura 27). En este último grupo se realizaron 3 modelos: puente en fase constructiva con el máximo voladizo, arco cerrado sin tirantes pero sin tablero superior y puente en situación final. En esta serie de ensayos se modelizaron en detalle las torres y la nueva distribución de tirantes representando las formas que realmente iban a tener. Además en esta tanda de ensayos se estudió la situación constructiva de arco cerrado sin tirantes que no había podido ser estudiada durante la fase de proyecto.

La principal conclusión fue que el puente en los diversos estados analizados era aerodinámicamente estable para el rango de velocidades esperadas en el sitio con un periodo de retorno de 100 años.

### 5.2. Puntos fijos provisionales del tablero durante construcción

Tal y como se ha explicado anteriormente, durante construcción se utilizaron fijaciones longitudinales provisionales del tablero que fueron cambiando en la diversas etapas constructivas. Las fijaciones se encontraban en: ambos estribos y en pilas 6 y 15. Tras acabar el tablero, este se queda fijo de forma definitiva al nudo de conexión tablero-arco.

En este apartado se explica con más detalle la problemática de estos puntos fijos.

#### 5.2.1. Fijación del tablero a los estribos

Esta fijación estuvo funcionando durante la construcción de los tableros de los viaductos de acceso desde los estribos hasta llegar a las pilas principales 6 y 15.

La fijación se diseñó con la disposición habitual de barras pretensadas que conectan la riostra del tablero con el paramento de los estribos (figura 28). Para materializar el contacto entre tablero y estribo, se dispusieron dos neoprenos de 0.60 x

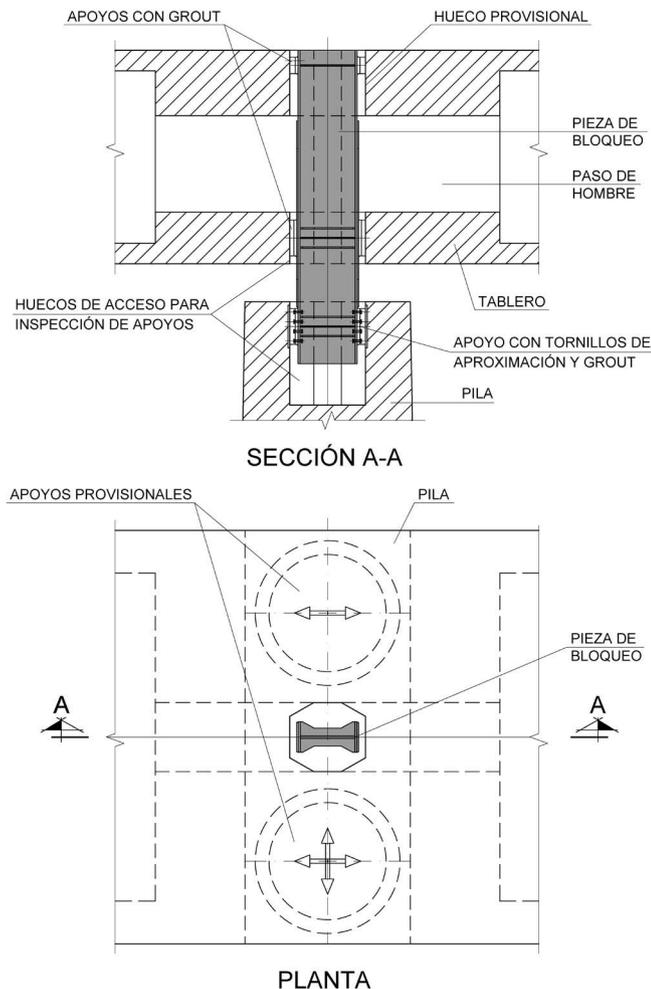


Figura 29. Pasador metálico para fijar en pilas 6 y 15.

0.50 m. Los extremos de las barras eran accesibles gracias a las cámaras de tesado de los estribos y a que el tablero es visitable por dentro. Con este esquema es muy fácil la operación de instalación y retirada de estos puntos fijos.

### 5.2.2. Fijación del tablero a las pilas 6 y 15

Esta fijación podría haberse planteado con algún elemento adicional en los apoyos provisionales que bloquearan el movimiento relativo longitudinal entre el tablero y la pila. No obstante, para simplificar las operaciones de movimiento de puntos fijos y para no complicar en exceso los apoyos provisionales, se decidió diseñar un elemento externo a los apoyos.

El diseño se planteó con una viga metálica armada de 850 mm de canto que funcionara como pasador que bloquee el posible movimiento relativo entre tablero y pila (figura 29). Para este pasador se aprovecharon los huecos de acceso para inspección de apoyos existentes tanto en la coronación de las pilas como en la losa inferior del tablero. Adicionalmente se diseñó un apoyo adicional en un hueco provisional en la losa superior del tablero. De este modo el momento transmitido al pasador desde la pila se puede equilibrar con un par de fuerzas separadas por un brazo igual al canto del tablero.

La viga se retacaba con *grout* contra las paredes de los huecos de hormigón. Para hacer más rápida la instalación, en la

parte en contacto con la pila se diseñó un sistema de apoyo con tornillos de aproximación que fijaban de forma rápida y temporal el pasador a la pila y así se podía proceder al relleno de *grout* de ese apoyo sin movimientos relativos entre el pasador y la pila.

En cada viaducto de acceso, el proceso de movimiento de punto fijo desde estribos a pilas 6 y 15 fue el siguiente:

1. Se instala el pasador y se bloquea con *grout* contra los huecos del tablero.
2. Tras endurecer el *grout*, se bloquea el pasador contra el hueco en la pila aprovechando los tornillos de aproximación. Este sistema de bloqueo está diseñado para una carga provisional, por lo que es un sistema temporal y no resiste todas las cargas que pueden aparecer durante el proceso constructivo.
3. En ese momento el tablero está coaccionado en sus dos extremos (estribo y pila) por lo tanto se tiene impedido cualquier movimiento impuesto del tablero. Dado que la longitud de los tableros es importante (261 m en el acceso norte y 351 m en el acceso sur) hay que estar el menor tiempo posible en esa situación. Por lo tanto, de forma rápida se liberan las barras de anclaje de los estribos y se liberan los neoprenos que hacen de tope. Tras esta operación el tablero pasa a estar fijado solo en la pila.
4. Los tornillos de apoyo en la pila evitan los movimientos relativos. En ese estado se materializan con *grout* los apoyos definitivos existentes entre el pasador y la pila.
5. Una vez endurecido el *grout* el sistema de fijación tiene la capacidad de bloqueo de diseño (5 000 kN en ELU)

Para la liberación de esta fijación en los momentos finales del proceso constructivo, se planteó el repicado del *grout* de los apoyos. Con este diseño se consiguió un bloqueo robusto frente a cualquier imprevisto pero a su vez era rápido de instalar y de liberar.

### 5.2.3. Fijación del tablero a la clave

En la secuencia de puntos fijos, el último movimiento consiste en cambiar el punto fijo de las pilas 6 y 15 a la conexión arco-tablero en la clave del arco. Esta conexión se materializa en 17 m centrados en la clave del arco en los que el tablero se funde en una sola sección con el arco.

Como el tablero sobre el arco se construye desde ambos extremos de forma simétrica, hay que materializar un tramo del tablero que haga de cierre. La problemática del tramo de cierre era la siguiente:

- Iba a estar sometida a movimientos longitudinales relativos entre ambos extremos debido a que los puntos fijos se encuentran en las pilas 6 y 15 y el tablero tenía en cada extremo en el entorno de 192 m de longitud de dilatación.
- Iba a estar sometida a movimientos verticales y curvaturas debido a los movimientos impuestos por los cambios térmicos en el arco.
- En la clave había que hormigonar contra el arco, el cual puede no acompañar a los movimientos del resto del encofrado.

Por todo ello se decidió independizar la zona de conexión al arco del cierre del tablero. Por tanto, se ejecuta la conexión con el arco en una primera fase y se definen dos dovelas de cierre de

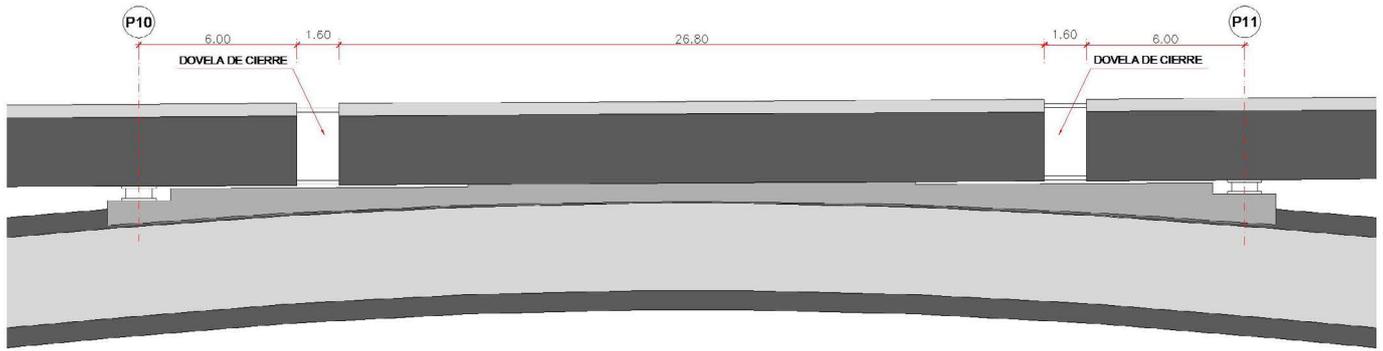


Figura 30. Dovelas de cierre del tablero en la clave del arco.

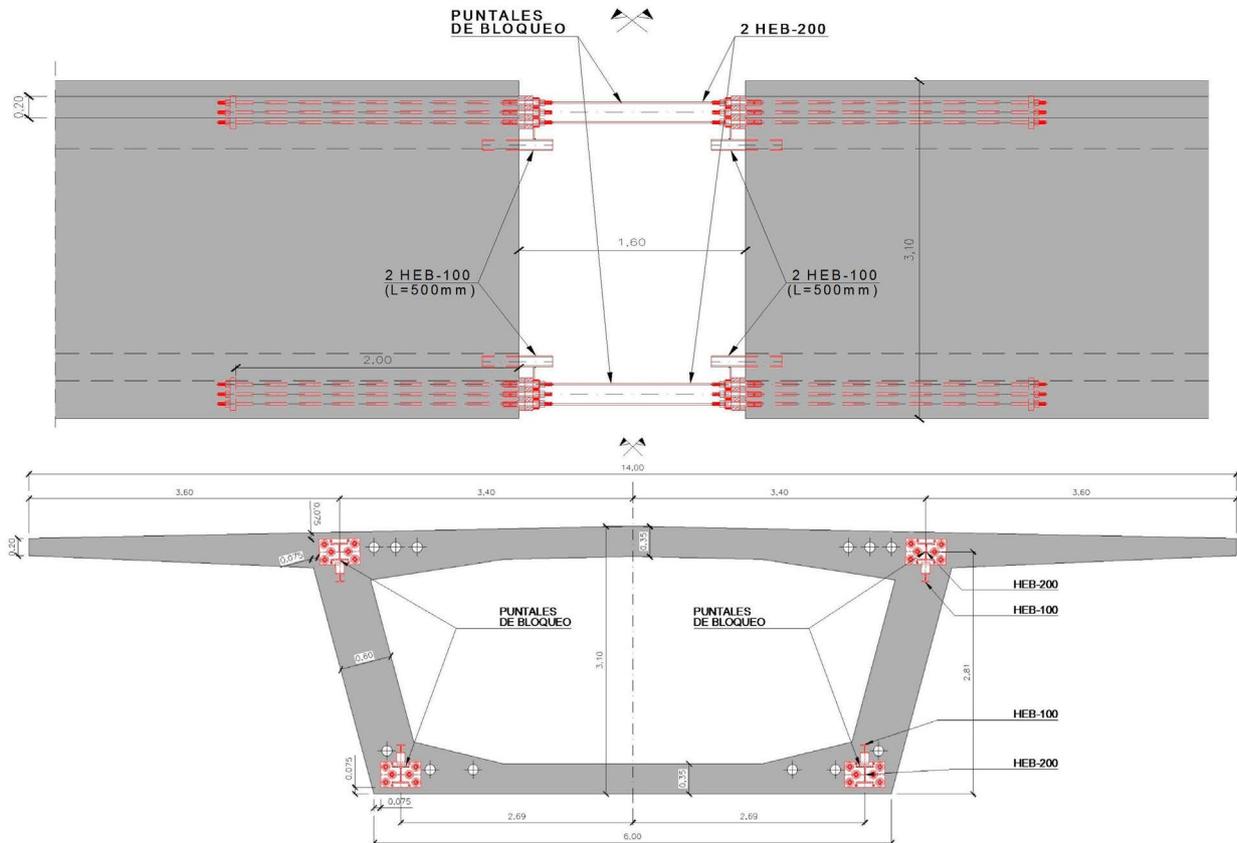


Figura 31. Vista lateral y sección transversal de la estructura de cierre en el tablero.

1.60 m de longitud a cada lado de esa zona central [4]. De esta forma se divide un solo cierre del tablero en dos cierres, uno por cada viaducto de acceso, contra la zona de conexión central (figura 30).

Con este planteamiento se simplifica el proceso pero sigue existiendo la necesidad de bloquear los movimientos relativos en cada dovela de cierre del tablero durante su construcción y a su vez evitar que el tablero esté fijado en dos puntos de forma simultánea. Por eso se decide bloquear cada tablero a la zona de clave con una estructura metálica provisional y a continuación liberar el bloqueo del tablero a la pila. Así se consigue cambiar el punto fijo y evitar movimientos relativos durante la ejecución de los cierres.

La estructura provisional se compone de 4 perfiles HEB 200 instalados en cada una de las cuatro esquinas de la sección cajón del tablero y cada perfil se conecta al tablero con 6 barras

pretensadas (figura 31). Esta estructura, tras la ejecución de las dovelas de cierre quedará embebida en el hormigón.

Las acciones que más condicionaron el diseño de la estructura de bloqueo fueron:

- Fuerza de rozamiento de teflones. Se analizaron según la normativa UNE-EN 1337 [6]. Moviliza un axil en el tablero que debe ser transmitido por la estructura de bloqueo a la conexión arco-tablero.
- El gradiente térmico del tablero. Esta acción se produce diariamente, por lo que a pesar de que el trabajo de la estructura va a durar solo unos días, hay que tenerla en cuenta al 100% de su valor de diseño. Esta acción se consideró tanto en la capacidad última de la estructura como en la comprobación de los movimientos que se pueden producir durante la ejecución de los cierres.
- Variación uniforme de temperatura. La variación de tempe-

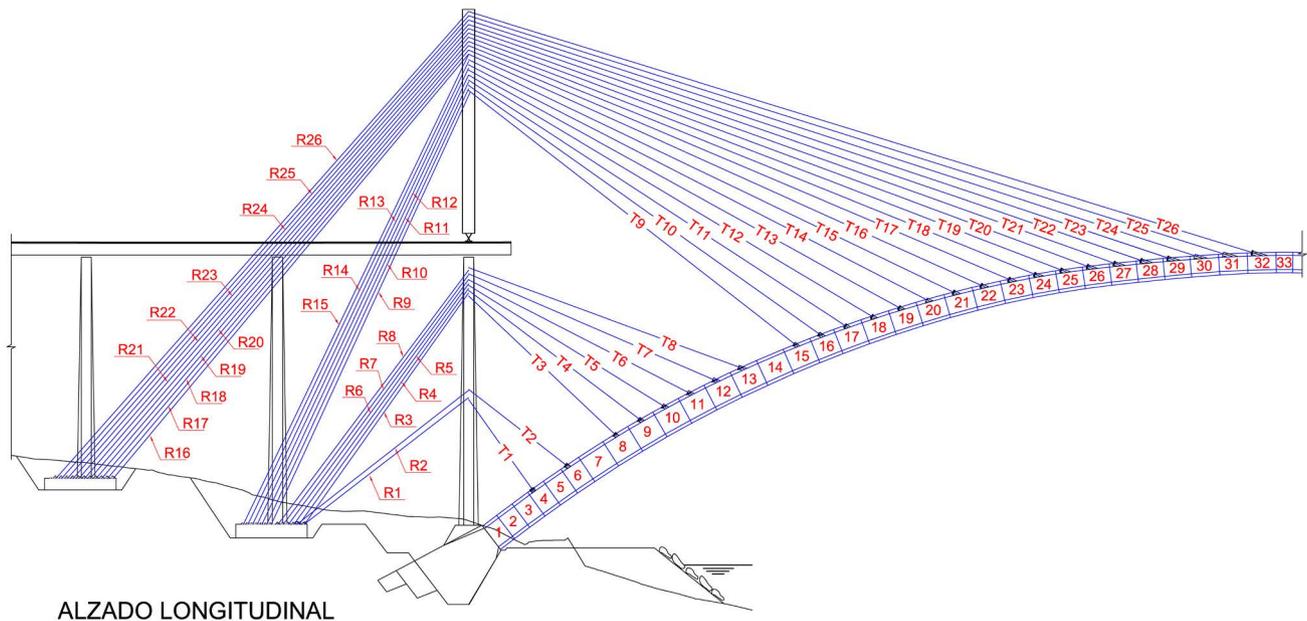


Figura 32. Esquema de un semiarco en etapa constructiva.

ratura en el tablero no condicionaba, en cambio la variación uniforme de temperatura en el arco, produce movimientos impuestos en vertical que generan curvaturas impuestas en la zona de los cierres. Esta acción era muy condicionante, ya que se trata de un movimiento impuesto que es imposible bloquear de forma perfectamente rígida. Se decidió hacer un diseño que fuera capaz de resistir una acción suficientemente representativa de modo que analizando la instrumentación se hizo el siguiente planteamiento:

- o Capacidad última de la estructura de bloqueo: se analizó la instrumentación para decidir la máxima variación térmica que se podía producir en el período que podía durar el trabajo de ejecución del cierre, es decir desde la instalación de los bloqueos hasta la ejecución de las dovelas y el pretensado de cierre. Este tiempo se estimó en una semana y en el análisis de la instrumentación se comprobó que una variación térmica uniforme en el arco de 5°C podía ser suficientemente representativa.
- o Comprobaciones de las deformaciones: las estructuras de bloqueo debían ser suficientemente rígidas como para evitar movimientos relativos en las dovelas con el hormigón recién vertido y antes de haber aplicado el pretensado de continuidad. Se estimó ese tiempo en 24 horas y se comprobó que la máxima variación uniforme de temperatura en ese periodo podía ser de 1.5°C. Por lo tanto se realizaron las comprobaciones de posibles movimientos con ese valor para ajustar el diseño del bloqueo.

El proceso constructivo que se siguió para hacer los cierres del tablero y cambiar el punto fijo fue:

1. Se premontan los perfiles y se anclan en uno de los lados de los cierres.
2. De madrugada, cuando hay menos variaciones térmicas en los diversos elementos, se vierte el *grout* en el otro extremo a anclar en el cierre del lado norte.

3. A las 3-4 horas cuando el *grout* ha alcanzado la resistencia, se tesan las barras de conexión de la estructura de bloqueo.
4. A continuación se libera el bloqueo en pila 6. Para ello se pican las mesetas que sirven de bloqueo al pasador existente en la pila. Esta operación se hace en los apoyos contra la losa inferior y contra la losa superior del tablero.
5. Una vez demolidos los apoyos de *grout* queda materializada la transferencia del punto fijo de la pila 6 a la clave para el tablero norte.
6. Al día siguiente se repiten los pasos para el tablero sur, transfiriendo de ese modo el punto fijo de la pila 15 a la clave del arco.
7. Al día siguiente se termina el ferrallado de las dovelas de cierre.
8. Se hormigonan las dovelas de cierre de madrugada para reducir en lo posible los movimientos debidos a efectos de soleamiento. A las pocas horas, en cuanto el hormigón ha alcanzado una cierta resistencia, se empieza a instalar el pretensado de continuidad del tablero.
9. Tras haber instalado todo el pretensado, el tablero queda terminado y el punto fijo del tablero ha quedado materializado en la clave del arco.

### 5.3. Construcción del arco

Hubo que recalcular por completo el proceso constructivo del arco. Este es el trabajo más extenso que hubo que desarrollar en el proyecto de detalle ya que el proceso constructivo de un puente de este calibre es en sí un proyecto con entidad propia.

El proceso constructivo se basa en un sistema de atirantamiento provisional que va evolucionando según avanza la construcción hasta que se llega al cierre del arco. Durante el proceso constructivo se van instalando tirantes según se van ejecutando las distintas dovelas. El número total de dovelas en cada semiarco es de 32 más la dovela de clave y el número de tirantes es de 26 (figura 32).

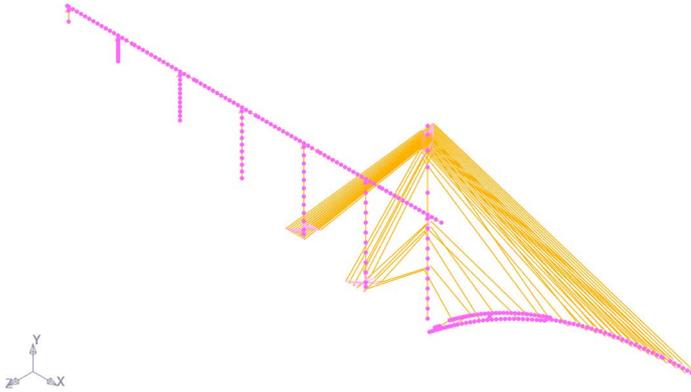


Figura 33. Modelo de cálculo.

Cada familia de cables está formado por una pareja de tirantes que conectan el arco al pylon provisional y por una pareja de retenidas que conectan el pylon provisional con las zapatas de retenida que a su vez están conectadas al macizo rocoso con anclajes al terreno. Tal y como se ha mencionado anteriormente, el pylon provisional está formado por el conjunto pila principal (pila 6 en margen norte y pila 15 en margen sur) y torre metálica provisional.

### 5.3.1. Modelo global

Para analizar todo el proceso, dentro de los Servicios Técnicos de FCC, se desarrolló un modelo evolutivo que representaba todo el proceso paso a paso y que modelizaba los efectos reológicos del hormigón para representar la realidad (figura 33). Para poder implementar en el modelo el comportamiento reológico del arco, tras definir la formulación del hormigón, se realizaron ensayos de fluencia y los parámetros deducidos se aplicaron al modelo de cálculo.

Las acciones consideradas en el modelo fueron las siguientes:

- Cargas permanentes: incluyendo los pesos de los distintos elementos resistentes así como los pesos de los elementos constructivos.
- Tesado de tirantes.
- Acción del viento.
- Acciones térmicas:
  - o Variaciones térmicas uniformes.
  - o Variaciones térmicas no uniformes (gradiente térmico). Era de especial importancia esta acción en el arco [7].
  - o Diferencia de temperatura entre tirantes y resto de elementos. En nuestro caso se utilizaron tirantes blancos para los que la normativa IAPF [8] prescribe unos valores de +18°C y -10°C. Se decidió usar unos valores más conservadores por varios motivos:
    - En Cáceres puede haber un gran efecto del soleamiento en los tirantes
    - Se usaron tirantes sin vaina exterior, lo cual representa menos protección frente a soleamiento, y este caso no tiene ninguna especificación adicional en la normativa.
    - El puente tiene una orientación norte-sur, por lo que en las épocas del año en la que el sol no oscila en la vertical perfecta del puente, puede haber una incidencia muy distinta del sol en los tirantes de tiro

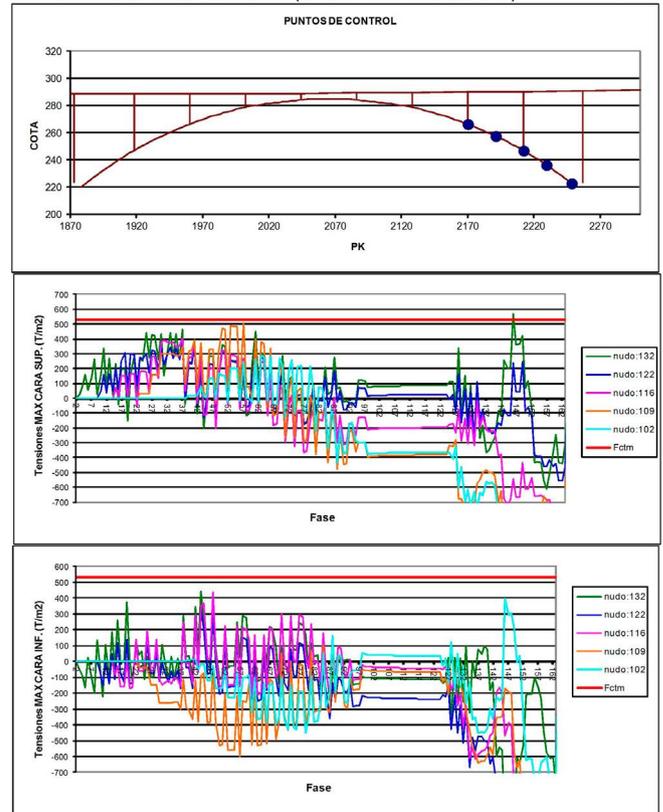


Figura 34. Comprobación tensional en ciertas secciones a lo largo del proceso constructivo.

con respecto a los tirantes de retenida. Este aspecto tampoco estaba contemplado en la normativa.

Los valores usados fueron +20°C y -10°C y a su vez una posible diferencia de temperatura entre los tirantes de tiro y retenida de 5°C. De este modo se modelizaban 6 combinaciones posibles de diferencia de temperatura entre tirantes y resto de elementos.

La modelización de todo el proceso constructivo hasta 10 000 días se realizó en 163 etapas constructivas. En cada etapa constructiva no se modelizaba solo la evolución de las cargas permanentes, sino que se realizaba un cálculo con las distintas combinaciones de las acciones variables. De este modo, en cada etapa constructiva, se representaba la configuración estructural existente según el proceso, el estado de esfuerzos acumulado de todo el proceso teniendo en cuenta los efectos reológicos del hormigón, y la combinación de las distintas acciones variables explicada anteriormente.

Las comprobaciones realizadas en cada etapa constructiva del modelo fueron:

- Estado límite último: se comprobaron los distintos elementos incluidas las diversas secciones del arco en rotura frente a las diversas combinaciones de acciones.
- Estado límite de servicio: se limitó la máxima tensión de tracción en el arco a la capacidad de tracción media del arco (5.2 MPa para un hormigón HA-80 [9]) en la combinación frecuente en cada etapa constructiva (figura 34). Este límite no lo fija la normativa sino que lo fijó el equipo

de diseño para minimizar el riesgo de que el arco sufra fisuraciones y así mejorar de forma sustancial la durabilidad de la estructura.

- Tirantes: siguiendo las recomendaciones de Setra [10], y teniendo en cuenta que son tirantes provisionales se realizaron las siguientes comprobaciones:
  - o Estado límite último: tensión de los cables menor al 75% de la carga de rotura.
  - o Estado límite de servicio: tensión de los cables menor al 55% de la carga de rotura.

Con todas estas limitaciones se diseñaron los tirantes, las fuerzas de tesado y una secuencia de retirada de tirantes ya que según se iban montando los tirantes del frente en construcción, había que ir retirando ciertos tirantes en las secciones intermedias del arco para cumplir las limitaciones tensionales.

Para las secciones del arco más cercanas a la clave los momentos más exigentes fueron las últimas etapas de la situación de construcción en voladizo. Para las secciones intermedias y cercanas al arranque los momentos más exigentes del proceso constructivo fueron situaciones intermedias de la construcción en voladizo y sobre todo la construcción del tablero sobre el arco.

Según se puede ver en la figura 34, en la etapa 146 que corresponde con el hormigonado asimétrico del segundo vano sobre el arco, el estado tensional en esas secciones fue el momento más exigente llegando a pasar ligeramente el límite tensional impuesto para ciertas combinaciones de efectos térmicos.

El tablero se ejecutaba de forma casi simétrica sobre el arco, no obstante era imposible plantear el hormigonado perfectamente simétrico. Por ese motivo se planteó el hormigonado a cada lado con un cierto decalaje. En las situaciones no equilibradas era cuando el arco estaba más solicitado. Por ese motivo, durante el hormigonado desequilibrado de la segunda fase sobre el arco, se realizó un control de flechas exhaustivo. Por lo tanto, en esa etapa, se pudo realizar una auténtica prueba de carga del arco y se pudo verificar que el arco se deformaba según el modelo teórico siguiendo un comportamiento elástico. Gracias a las verificaciones de esa etapa, la prueba de carga tras acabar el puente se centró en las comprobaciones de las deformaciones del tablero y no del arco ya que este había sido verificado para un estado de cargas mucho peor.

### 5.3.2. Control geométrico

Un aspecto muy importante en el diseño del proceso constructivo fue la estimación de la geometría del arco en cada etapa constructiva para poder diseñar un plan de contraflechas y un sistema de control de la geometría del arco durante construcción. Este es un aspecto esencial en un arco ya que trabaja principalmente por forma por lo que la geometría es clave en su respuesta estructural.

El comportamiento del arco durante la construcción es esencialmente como una viga muy rígida durante la primera parte de la construcción en voladizo, mientras que en las etapas finales es una ménsula mucho más flexible y su rigidez la aporta el sistema de tirantes. La geometría se podía ajustar con contraflechas en los carros o con fuerzas en los tirantes. El primer sistema fue el que se estuvo usando durante la construcción salvo en las últimas etapas en las que se usaron los tirantes para ajustar la geometría aprovechando la flexibilidad del voladizo.

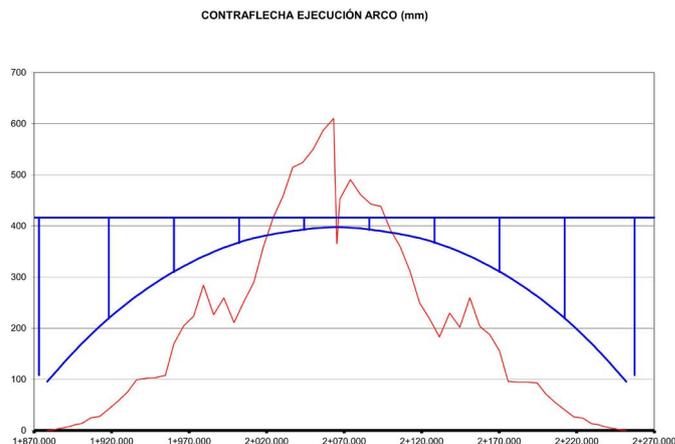


Figura 35. Ley de contraflechas en cada dovela.

Para analizar la geometría del arco hay que tener en cuenta que los efectos térmicos alteran de forma importante la geometría. Por eso el planteamiento fue el siguiente:

- Se define una temperatura de referencia de 16°C que es la temperatura media ambiental de la zona.
- Desde el modelo global se calculan las posiciones teóricas de los diversos elementos en las distintas etapas. En este ejercicio se supone que todos los elementos están a la temperatura de referencia y por lo tanto no hay efectos térmicos que desvirtúen la geometría teórica.
- Con el estudio de las deformaciones acumuladas de cada dovela del arco, se puede deducir la posición teórica de cada carro al hormigonar para que se compensen esas deformaciones a 10 000 días. Es decir, se deducen las contraflechas para que a 10 000 días cada dovela quede ajustada a la geometría teórica (figura 35).
- Con el modelo global se estudia cómo afectan las variaciones térmicas en cada etapa constructiva. Las acciones térmicas consideradas fueron las variaciones térmicas de cada elemento de forma aislada (arco, torre, tirantes, etc) y el gradiente térmico del arco.
- Desde los datos anteriores, se diseña una serie de hojas de cálculo en las que se puede estimar la situación teórica del arco en cada etapa constructiva con unas condiciones térmicas dadas deducidas de la instrumentación.

De esta forma, cada vez que se hacía una lectura de algún dato geométrico, se podía estimar la situación teórica del arco en función de la etapa constructiva y en función de las condiciones ambientales.

No obstante, las lecturas más importantes se hacían a primera hora de la mañana para al menos minimizar los efectos del gradiente térmico en el arco. Con ese criterio también se podía minimizar la diferencia de temperatura entre tirantes y arco, pero nunca se iba a conseguir del todo debido a la gran diferencia de inercia térmica de ambos elementos.

Como se observa en la figura 35 las contraflechas no eran simétricas en cada rama porque el historial de movimientos no lo era. Esto era debido a que el cierre de la clave se hace con el carro del margen norte, por lo que en la rama del lado sur había que retirar el carro con el arco en abierto, lo cual le producía un movimiento de ascenso que no tenía el otro voladizo del arco.



Figura 36. Proceso de premontaje del tirante.



Figura 37. Proceso de tesado de un tirante en el arco.

Durante la construcción en voladizo los movimientos máximos se producían en las fases finales, siendo su máximo en la construcción de la dovela 31. En esta fase el movimiento de ascenso en vertical al tesar el tirante correspondiente (tirante 24) era de 45 cm, mientras que el movimiento de descenso al hormigonar la dovela era de 37 cm. Como se puede ver son movimientos muy grandes que se contrarrestan, por eso es muy importante realizar alguna lectura intermedia para que en el caso de producirse algún desvío, poder tener información de en qué momento se ha producido [7].

#### 5.4. Sistema de atirantamiento

Los tirantes empleados fueron paquetes de cordones autoprotégidos con vaina blanca, pero dado que eran provisionales, no

se utilizó vaina exterior común. Para evitar vibraciones de los cordones aislados se usaron flejes que compactaban el paquete de cordones.

El hecho de no llevar vaina exterior determina también el proceso de fabricación y montaje de los tirantes ya que no se pueden montar cordón a cordón enfilando a través de la vaina exterior. El proceso de fabricación consistía en cortar a medida cada cordón de un tirante y premontar las cabezas de anclaje, posteriormente se llevaba cada tirante a su posición. Este trabajo se hacía en la parte superior de los tableros de aproximación (figura 36).

Para conectar los tirantes al arco o a las zapatas de retenida se utilizaba un sistema de bastidores detallados en la referencia [11]. Las conexiones de los tirantes a la torre provisional utilizaban unas terminales descritas también en la referencia [11]. En cambio, la conexión de los tirantes a las pilas definitivas 6 y 15 se realizaba de forma directa con placas de anclaje.

El tesado se realizaba actuando en las barras de conexión entre bastidores (figura 37).

Este sistema de tirantes requiere más operaciones previas con respecto a uno convencional montado con vaina exterior y anclado directamente al hormigón. No obstante, con este sistema es mucho más fácil retesar o ajustar la fuerza en algún tirante ya que solo hay que actuar en las barras con gatos sencillos de manipular.

Dado que cada familia de tirantes consta de una pareja de tirantes que conectan con el arco y una pareja de tirantes que lo equilibran conectando a las zapatas de retenida, el tesado se realizaba actuando de forma simultánea en los cuatro tirantes para no inducir esfuerzos desequilibrados durante el tesado.

#### 5.5. Detalles de introducción de cargas en el arco

Debido al proceso constructivo, la sección transversal del arco debe ser analizada trabajando a flexión transversal frente a ciertas acciones. Estas acciones son la introducción de la fuerza de los tirantes y las fuerzas introducidas por el carro de hormigonado.

##### 5.5.1. Conexión de los tirantes

Este detalle se resolvió de forma muy distinta en las dovelas que tenían doble sección (dovelas 1 a 16) a las dovelas que tenían sección simple (dovelas 17 en adelante):

- Dovelas 1 a dovela 16: cada tirante de la pareja de una misma familia conecta con cada sección del arco. De este modo, el tirante conecta con la sección transversal en el centro de la losa superior (figura 38). Para transmitir las cargas a las almas y equilibrar las fuerzas del tirante con el flujo de cortante en el arco, es necesario una viga transversal interior en el arco que realice ese trabajo. Además es necesario disponer una armadura de cuelgue adicional en las almas del arco para equilibrar esa carga con el cortante. Esta viga transversal se construye en segunda fase una vez se ha movido el carro a la siguiente dovela.
- Dovelas 16 en adelante: al ser sección única cada tirante de la pareja de una misma familia conecta directamente con el alma de la sección transversal del arco. De este modo la carga de cada tirante se equilibra de forma directa con el flujo del cortante y por tanto solo es necesario





Figura 40. Carro norte preparado para la dovela de cierre.

del voladizo del lado sur que se acaba con una cierta antelación. Posteriormente, se adelanta el carro del lado norte y se ancla en ambos voladizos para poder construir la última dovela (figura 40).

Tal y como se ha dicho anteriormente, al hormigonar las últimas dovelas el frente del voladizo puede llegar a descender más de 40 cm. Por lo tanto, es imposible el hormigonado de la dovela de cierre sin una medida que aporte una rigidez auxiliar y minimice los movimientos absolutos y relativos entre ambos voladizos mientras se hormigona el cierre.

Adicionalmente, está la problemática de los movimientos diarios de los voladizos por efectos térmicos. La operación de cierre se realizó en agosto de 2015, cuando los efectos por soleamiento eran bastante acusados. Se estuvieron realizando lecturas diarias del frente de los voladizos para poder acotarlas. Se llegaron a medir variaciones térmicas diarias en los tirantes de hasta 25°C, lo cual producía descensos máximos de 150 mm del frente del voladizo. Adicionalmente, debido a la orientación norte sur del arco, el sol incide por la mañana en una cara lateral del arco, mientras que la cara opuesta no ha tenido casi soleamiento. Esto producía también movimientos laterales de los voladizos de hasta 70 mm. Hay que tener en cuenta que estos movimientos eran prácticamente diarios y había que considerarlos de forma adecuada. Su desarrollo solía empezar a la salida del sol, alcanzando el máximo de movimiento lateral a medio día cuando el soleamiento asimétrico empieza a ser menor. En cambio el máximo movimiento en vertical se alcanzaba a última hora de la tarde ya que la temperatura en los tirantes seguía subiendo durante el día. En la figura 41 se puede apreciar un registro continuo durante 24 horas de los movimientos del extremo del voladizo sur tomados el 28 de julio de 2015 poco antes de hacer el cierre. Aunque no fue un día en el que se alcanzó los movimientos máximos, se puede apreciar la ley de comportamiento del frente. Estas lecturas ayudaron a decidir en qué momento del día había que hacer el cierre.

Por estos motivos se diseña una estructura de bloqueo a colocar entre ambos voladizos que minimice los movimientos

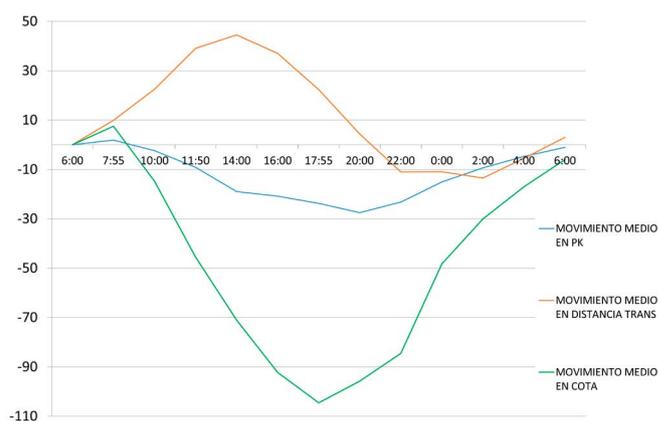


Figura 41. Movimientos (mm) en 24 horas del frente del voladizo sur el día 28/7/2015.

entre ambos extremos tanto debido a efectos térmicos como debido al peso del hormigón. La estructura consiste en 4 perfiles metálicos colocados cerca de las esquinas de la sección transversal que quedarán embebidos en la dovela de cierre tras su hormigonado (figura 42).

Hay otro fenómeno a tener en cuenta antes de ejecutar el cierre y es evaluar la temperatura de los distintos elementos en el momento del cierre. Hay que tener en cuenta que durante la construcción no se conoce la temperatura de los diversos elementos en el momento del cierre ya que hay muchas incertidumbres en las fechas en las que se va a realizar, por lo que se asume que en el cierre la temperatura será cercana a la temperatura de referencia (16°C). Si no va a ser así hay que analizar la repercusión en la geometría ya que debido al cambio de configuración estructural que supone el cierre, las variaciones de temperatura producen unos movimientos en la estructura distintos antes y después del cierre.

Se dio la circunstancia de que el cierre había que hacerlo en una época del año con temperaturas extremas y muy alejadas

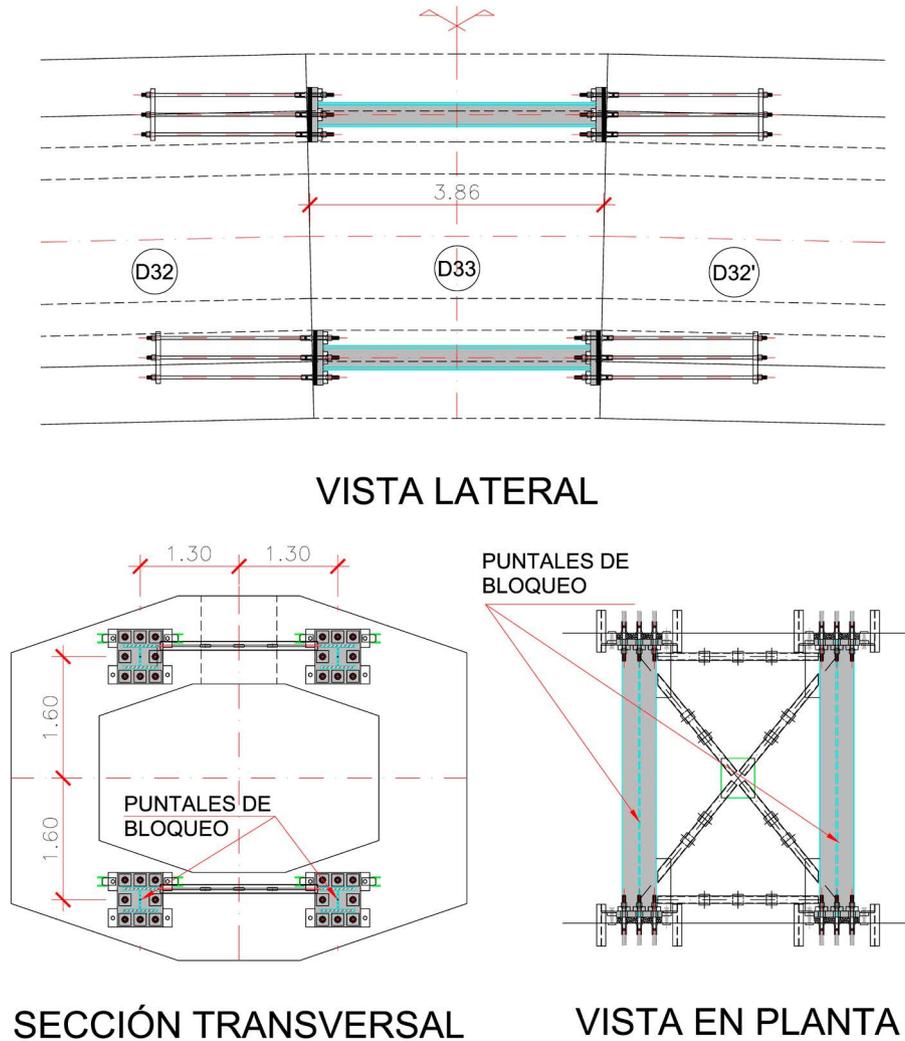


Figura 42. Estructura de bloqueo en clave.

de la temperatura de referencia que era con la que se venía apuntando durante toda la construcción. Se comprobaron los días previos que el arco estaba a unos 34°C de temperatura media y que a primera hora de la mañana los tirantes podían estar a unos 25°C. Por lo tanto si en la configuración de arco en abierto todos los elementos se enfriaran hasta la temperatura de referencia, se produciría un descenso de unos 20 mm del frente de los voladizos (el enfriamiento del arco tiende a bajar la punta del voladizo, pero el enfriamiento de los tirantes tiende a subirla por lo que se contrarrestan). En cambio, si se cambia la configuración estructural a arco cerrado, el enfriamiento del arco produciría un descenso de 120 mm, es decir el arco quedaría unos 100 mm por debajo de su posición teórica. Esto se debe a que tras el cambio de la configuración estructural la respuesta frente a cambios térmicos de los distintos elementos es muy distinta.

Para corregir este efecto y otras posibles incertidumbres, los dos últimos tirantes de cada voladizo siempre se diseñaron con una capacidad de carga mayor de la necesaria por si hubiera que hacer algún ajuste geométrico. En el cierre se aprovechó esta posibilidad para dejar un poco más altos los voladizos y así facilitar que cuando el arco tras el cierre llegase a los 16°C quedase en su posición teórica.

El bloqueo en la clave se realizó el 4/8/2015. El proceso en detalle fue el siguiente:

1. El día previo se realiza el ajuste de cota de ambos voladizos para corregir errores y para compensar la problemática de cerrar fuera de la temperatura de referencia. Para esta operación se utilizaron los dos últimos tirantes de cada extremo (tirantes 25 y 26).
2. La estructura de bloqueo se conecta al extremo sur.
3. El bloqueo final se realiza entre las 6:00 y las 10:00. Se decide hacerlo a esa hora porque es el momento en el que todos los elementos están a la temperatura más homogénea y aún no ha empezado a actuar el gradiente térmico transversal.
4. A las 6:00 se fijan con fijaciones provisionales los cuatro puntales al extremo norte.
5. Se vierte el mortero de alta resistencia de ajuste de los perfiles al frente de dovela.
6. A las 3 horas aproximadamente el mortero ha alcanzado 25 MPa por lo que se inicia el tesado de las barras de conexión de la estructura al frente de la dovela (figura 43).

Tras el bloqueo se comprobó que se anulaban los movimientos relativos entre ambos extremos y que el error en la clave era de 10 mm, por lo que la operación fue un éxito.



Figura 43. Tesado de conexión de la estructura de bloqueo.



Figura 44. Montaje de ferralla con el bloqueo en clave realizado.

A continuación se iniciaron los trabajos de ferrallado y encofrado (figura 44).

La construcción de la dovela de cierre finalizó con su hormigonado el día 7 de agosto de 2015.

## 6. CONCLUSIONES

Tras haber desarrollado el proyecto de detalle hay tres conclusiones a destacar:

- Debido al tamaño y a los cambios de configuración estructural, el viaducto tiene una especial complejidad constructiva.
- En un puente de esta entidad es esencial un sistema de instrumentación que ayude a conocer el comportamiento del puente y a poder plantear de forma correcta las operaciones más complejas de la construcción.
- En la construcción de grandes viaductos es necesario un trabajo de ingeniería de detalle que ajuste el diseño a la construcción y en el que se puedan desarrollar todos los elementos necesarios en la construcción. Para que este trabajo sea más efectivo es necesario que se realice bajo la perspectiva del equipo de construcción y que el equipo de diseño, aunque mantenga el concepto del diseño, tenga flexibilidad en sus planteamientos. Este enfoque se ha conseguido en la construcción del viaducto de Almonte, lo cual ha revertido en la calidad del proceso.

## Referencias

- [1] Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera, Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, 2001
- [2] N.J. Gimsing, G.T. Georgakis, Cable Supported Bridges Concept and Design, 3ª edición, John Wiley and Sons, 2012
- [3] D. Carnero, J. Rocha, A. Alonso, P. Cavero, Ejecución de los viaductos de acceso del viaducto del río Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2081>
- [4] A. Alonso, D. Carnero, J.L. del Valle, P. Cavero, Ejecución de pilastras y vanos sobre el arco del viaducto sobre el río Almonte, Hormigón y Acero Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2059>
- [5] D. Carnero, F. Milla, A. Alonso, P. Cavero, Construcción del arco del viaducto de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2057>
- [6] AENOR, UNE EN 1337-2: Apoyos estructurales; Elementos de deslizamiento, 2006
- [7] J.I. González, D. Arribas, P. Bernal, J.M. Pérez, Plan de instrumentación y control de la construcción del arco de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2062>
- [8] Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF), Ministerio de Fomento, Dirección General de Ferrocarriles, Madrid, 2010.
- [9] Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, Madrid, 2008.
- [10] Cable Stays, Recommendations of French interministerial commission on Prestressing, Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA), Francia, 2001
- [11] J. Martínez, J.E. Muñoz, Diseño de la torre y elementos auxiliares del sistema de atirantamiento del viaducto de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2058>
- [12] T. Smich, E. Bordó, Carros encofrado para la construcción del arco del puente sobre el río Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2056>