

El Puente del Tercer Milenio sobre el río Ebro en Zaragoza

Third Millennium Bridge over the Ebro river in Zaragoza

Juan José Arenas de Pablo. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados. jjarenas@arenasing.com

Guillermo Capellán Miguel. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados. gcapellan@arenasing.com

Héctor Beade Pereda. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados. hbeade@arenasing.com

Javier Martínez Aparicio. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Arenas & Asociados. jmartinez@arenasing.com

Ángel Ortega Arias. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Dragados, aortegaa@dragados.com

Resumen: El Puente del Tercer Milenio, que cruza el río Ebro al oeste de la ciudad de Zaragoza, es el principal acceso rodado al recinto de la Exposición Internacional que se celebra en este año 2008.

Esta obra está llamada a convertirse en una referencia internacional en la ingeniería de puentes por múltiples motivos, entre los que destacan la calidad de su diseño, tanto estético como estructural, sus dimensiones, sus innovaciones técnicas en materiales y sistemas constructivos y su función urbanística.

Palabras Clave: Arte estructural; Arco laminar; Hormigón blanco de alta resistencia y autocompactable; Pretensado exterior; EXPOZARAGOZA 2008

Abstract: The Third Millennium Bridge cross the Ebro river to the west of Zaragoza is the main vehicles access to International Exposition of this year 2008.

Probably, this structure will become a international reference in bridge engineering for many reasons. The quality of the design, structural and aesthetical, the size, the technical innovations in materials and construction systems can be emphasized among other things.

Keywords: Structural art; Thin arch; Self-compacting high resistance and white concrete; Externally prestressed tendon; EXPOZARAGOZA 2008

1. Introducción

El Puente del Tercer Milenio, que sobrevuela el río Ebro al oeste de la ciudad de Zaragoza, responde a la tipología de arco atirantado por un tablero inferior (*bow-string*). Está construido casi íntegramente en hormigón blanco de alta resistencia y tiene un ancho tipo de tablero de 43 m y 216 m de luz principal. Con estas dimensiones se convierte en el puente de hormigón de mayor luz construido hasta la fecha empleando esta tipología estructural.

Este nuevo puente está destinado a ser una obra de ingeniería de referencia internacional por muchas razones, entre las que destacan las siguientes:

- 1) Su función urbanística y emplazamiento en la ciudad de Zaragoza, como paso sobre el Ebro de la Ronda del Rabal, que cierra el tercer cinturón de circunvalación e integra en la ciudad la margen izquierda del río en el entorno del Meandro Ranillas (con un gran crecimiento en los últimos veinte años que no ha sido acompañado por la construcción de nuevos puentes en la zona oeste de la ciudad) permitiendo su conexión directa con la estación intermodal de Delicias y convirtiéndose en el principal acceso rodado al recinto de la Exposición Internacional de 2008.
- 2) Sus dimensiones, con 270 m de longitud, luz principal de 216 m, 36 m de altura del arco sobre el ta-



Foto 1: Vista general desde la margen derecha del río Ebro (Foto de Miguel Daza)

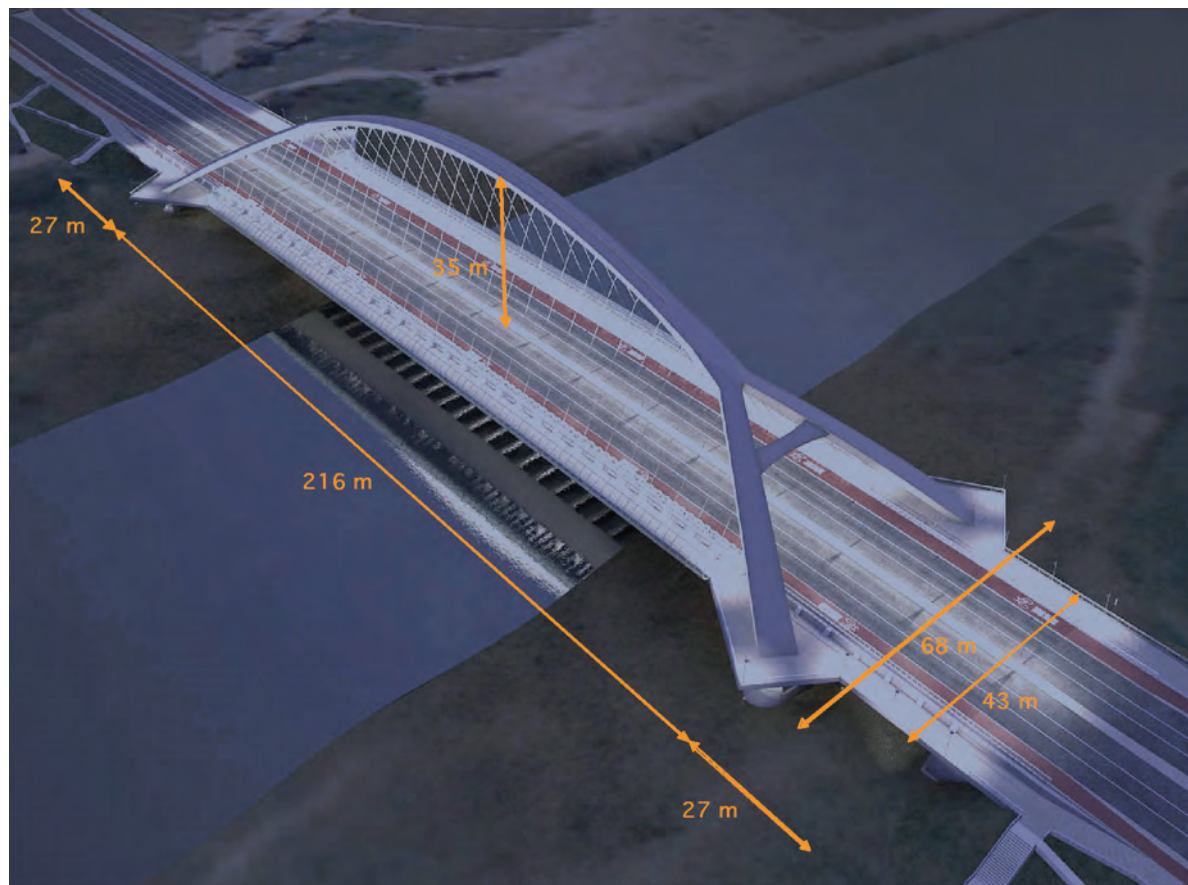


Foto 2: Infografía con las dimensiones principales

blero y un ancho global de éste de 43 m, se convertirá en el mayor de los puentes arco de tablero inferior construidos en hormigón hasta la fecha.

- 3) La calidad de su diseño estético, que lo convierte en hito simbólico de la ciudad y la Exposición Internacional de 2008.
- 4) La calidad de su diseño estructural, llevando la esbeltez del arco al límite gracias a un óptimo reparto de rigideces entre este y el tablero, y al empleo de altas cuantías de pretensado interior y exterior, con una distribución de tendones altamente compleja, que permite reducir al mínimo el espesor de los distintos elementos de hormigón. Esta reducción de volumen permite al arco laminar poder hacer frente a las cargas derivadas del propio peso del puente.
- 5) Sus innovaciones técnicas en materiales, destacando el uso de hormigón blanco de alta resistencia y autocompactante (que se puede considerar un material nuevo al aunar todas estas propiedades) para la ejecución de prácticamente todo el puente. Este hormigón ha tenido una resistencia característica a compresión real de 85 MPa, mayor que la exigida de 75 MPa en el arco y 60 MPa en el tablero, debido a la necesidad de pretensar a cortas edades durante la obra, para reducir el plazo de ejecución.
- 6) La complejidad de los sistemas constructivos necesarios para su ejecución, incluyendo el empuje de un tablero de 34 m de ancho, con cara inferior en vientre de pez, curvatura longitudinal y 200.000 kN de peso. Además se ha desarrollado un procedimiento singular para la introducción, mediante gatos hidráulicos, de una fuerza horizontal de 120.000 kN en la clave del arco para realizar su apertura y hacer trabajar a toda la estructura al mismo tiempo, bajo cargas próximas a las de servicio.

El Puente del Tercer Milenio, en el que todos los elementos que lo componen responden a necesidades estructurales, es un claro ejemplo de lo que se denomina Arquitectura Estructural, un campo que busca alcanzar en sus obras niveles máximos tanto de funcionalidad resistente como de expresividad formal. Se basa para ello en una génesis conceptual que antepone la autenticidad y el sentido estructural de las formas, y en una síntesis que enfatiza el cuidado extremo de los detalles. Es decir, convierte el diseño y construcción de puentes en un problema de Teknés.

El diseño de este puente es resultado de toda una trayectoria profesional, la de Juan José Arenas, y del esfuerzo de su equipo de ingeniería, Arenas & Asociados, dedicados al proyecto de puentes que aúnen orden, armonía y belleza, y que ha sido especialmente fiel a la tipología de puentes arco.

El hecho de haber llevado el tamaño y esbeltez del puente hasta el límite que conocíamos ha exigido un enorme esfuerzo; de una parte a Arenas & Asociados en el diseño, cálculo y seguimiento de ejecución y de otro lado a Dragados S.A. para su construcción, con el uso de grandes volúmenes de un nuevo hormigón y el empleo de métodos de construcción altamente singulares, de geometrías complejas y con métodos especialmente sofisticados que permitieran alcanzar el nivel de calidad requerido hasta en el último detalle. Todo un reto para las partes implicadas en la obra que ha supuesto experimentación e innovación tecnológica en áreas de materiales y procesos poco explorados.

2. El diseño del puente

2.1. Condicionantes de diseño

El emplazamiento de la obra en una zona como es el meandro de Ranillas, inundable y con unas características hidrogeológicas de gran complejidad, es sensiblemente distinto al del resto de los puentes de la ciudad de Zaragoza. Estos condicionantes han llevado a plantear un puente que salve el cauce en un único vano (a diferencia del resto de los puentes de la ciudad) como garantía máxima para evitar problemas de socavación e inundaciones en una zona tan sensible y de tan imprevisible comportamiento hidráulico.

La pobre capacidad portante del terreno, de una gran heterogeneidad y más de 40 m de profundidad hasta alcanzar roca, impide el planteamiento de soluciones estructurales que transmitan reacciones horizontales importantes a su cimentación (como por ejemplo el arco clásico empotrado en el terreno).

Pensando en facilitar el acceso al puente desde las márgenes, evitando dividirlos con largas rampas de aproximación, se ha buscado situar la cota de la rasante de la nueva estructura tan próxima al agua como fuera posible. Al mismo tiempo es necesario respetar los criterios de desagüe hidráulico, permitiendo

el libre paso de la gran avenida esperable, en términos estadísticos, en un período de tiempo de 500 años (5.200 m³/s). Esto dos condicionantes llevan a la necesidad de proyectar un puente con un tablero muy esbelto, del mínimo canto posible, para lo que necesariamente la estructura sustentante principal deberá estar por encima de él.

2.2. Selección de la tipología

Para resolver los condicionantes que se han planteado existen, fundamentalmente, dos alternativas tipológicas razonables: un puente de tablero atirantado con cables rectos y la solución elegida de puente arco atirantado por el tablero.

La gran ventaja de la solución proyectada respecto la atirantada, es que permite responder a los condicionantes exigibles de manera más compacta, al poder salvar la luz principal de 216 m en un único vano (sin los vanos de acompañamiento que requiere un puente atirantado, del orden de un 40% de la luz, lo que llevaría a una estructura de 390 m de longitud) y con una altura sobre el río reducida (la solución atirantada requeriría torres de unos 85 m sobre el tablero frente a los 36 m que se eleva el arco). Esta solución, además de suponer una estructura de mayor entidad geométrica y calidad urbana, sigue la línea de identidad de los puentes arco que caracterizan al Ebro a su paso por Zaragoza, y su altura moderada evita crear un impacto visual excesivo en la imagen clásica de la ciudad, huyendo competir o entrar en conflicto con su máximo icono, la Basílica del Pilar, con torres de 80 m de altura máxima.

La solución estructural es además compatible con la mala calidad geotécnica de las márgenes del Ebro en la zona del Meandro de Ranillas, ya que transmite únicamente reacciones verticales al terreno al recoger el tablero la componente horizontal de la compresión del arco en sus arranques. Las reacciones verticales que resultan, pueden trasladarse hasta niveles con adecuada capacidad portante mediante pilotes.

2.3. Selección del material

Una serie de razones técnicas, estéticas y económicas han llevado a la elección del hormigón blanco como material principal para la construcción del Puente del Tercer Milenio. Prácticamente todo el puente es de hormigón, a excepción de las aceras

peatonales, formadas por un pavimento de madera sobre costillas de acero y cubiertas por una galería acristalada con estructura de acero inoxidable y, por supuesto, los tirantes de cuelgue y sus anclajes.

Una de las razones para proyectar el puente en hormigón es la búsqueda de un buen funcionamiento de amortiguación dinámica de la estructura frente a vibraciones producidas por el tráfico y el viento. Estas acciones son importantes en un puente de esta luz y más con la esbeltez que se pretende conseguir. Hemos de tener presente que Zaragoza es una ciudad ventosa, y la dirección del temible Cierzo es casi perfectamente perpendicular al eje del puente.

Si hablamos de estética, el hormigón permite dar lugar a una construcción más íntegra y monolítica que la estructura de acero. Es más un objeto continuo, con formas que enlazan entre sí sin costuras ni planos de corte, un objeto que aspira a componer una gran escultura pétrea sobre el río Ebro. El hormigón es un material de una gran nobleza y con un magnífico envejecimiento si se cuida la ejecución y sus superficies son socialmente respetadas. El color blanco aumenta esta nobleza y calidad visual del hormigón.

Habiendo elegido el hormigón como material principal para la construcción de un puente de estas dimensiones, el peso propio pasa a ser su principal problema estructural. El empleo de hormigón de alta resistencia se convierte en una necesidad para permitir reducir el volumen (y, por tanto, el peso) de las piezas, especialmente de las que componen el tablero, cuyos espesores deben ser lo más reducidos posible para permitir que el puente sea capaz de soportarse a sí mismo.

Asociadas a reducción de espesores de elementos de hormigón, las altas cuantías de barras de armado, de tendones de pretensado interior y los desviadores de pretensado exterior, todos estos elementos distribuidos de manera ciertamente compleja, impiden que haya suficiente espacio libre para el correcto empleo de vibradores que garanticen la adecuada puesta en obra del hormigón. Es este el motivo que ha llevado a diseñar una formulación de hormigón sin precedentes que, además de ser blanco y de alta resistencia, es autocompactante. El origen de este hormigón arranca en fase de proyecto, en la que se realizó un número suficiente de ensayos que garantizaran las características de resistencia, reológicas y de rigidez alcanzándose 92 MPa de resistencia media y 41.250 MPa de módulo elástico instantáneo. En fase de obra ha sido necesario dar el gran paso que ha

permitido una fabricación masiva de un hormigón tan especial, garantizando en todo momento la condición de autocompactabilidad.

2.4. El puente diseñado

El Puente del Tercer Milenio tiene una luz principal de 216 m y un ancho tipo de tablero de 43 m. Este vano principal se ve acompañado a cada lado por dos más pequeños de 27 m. Estos vanos laterales, diseñados como una prolongación monolítica del principal, no son necesarios para el funcionamiento del puente como arco atirantado por el tablero, pero sí que reduce la deformabilidad de este ya que pasa de ser un simple tramo biapoyado a un puente de tres vanos continuos, con lo que eso significa para el control de flechas y vibraciones. Además de completa la sección de desagüe para grandes avenidas y permite dar continuidad con holgura a los paseos que se crearán en las márgenes del Ebro, y reducir el canto del tablero al materializar un cierto empotramiento del vano principal.

El ancho del tablero aumenta hasta un máximo de 68 m en las lajas triangulares que se han diseñado como elemento de unión y transferencia de esfuerzos entre pies inclinados de arco y tablero. El tablero cuelga del arco desde sus bordes laterales mediante 32 pares de péndolas distribuidas cada 6 m en forma de V invertida.

El diseño de un puente con arco central atirantado por el tablero con pórticos de entrada en forma de A, donde el arco se divide en dos pies inclinados unidos por una traviesa, tiene como punto de arranque otro puente diseñado por Juan José Arenas, el Puente de la Barqueta, construido para la Exposición Universal de Sevilla celebrada en 1992. Este puente metálico, de 168 m de luz y 30 m de ancho puede considerarse un prototipo para el proyecto y construcción del Puente del Tercer Milenio, que más allá del común esquema estructural global, maneja un lenguaje formal muy distinto al de aquel, derivado de su diseño en hormigón y presenta unas complejidades de proyecto y construcción mucho mayores, asociadas a su tamaño y, nuevamente, al material empleado. Tan grandes son estas complejidades que podemos afirmar que este puente supone una exploración de los límites tecnológicos en lo referente al proyecto y construcción de puentes así como a la fabricación de hormigones.



Foto 3: Vista frontal a toda anchura del puente (Foto de Miguel Daza).



Foto 4: Escorzo de la parábola del arco central (Foto de Miguel Daza).



Foto 5: Vista desde debajo de arco central, nudo y pies inclinados

El arco central, de directriz parabólica de segundo grado, cubre los 144 metros centrales del vano principal con una sección maciza constante en forma de diamante hexagonal, con una anchura de 5.40 m y canto variable, entre 1.20 m en caras laterales y 1.80 m en su eje. En cada extremo, este arco central se divide en dos pies inclinados que salvan una distancia longitudinal de 36 m, completando los 216 m de luz principal del puente.

Los cuatro pies inclinados tienen sección rectangular maciza de ancho y canto linealmente variables entre 6.00 m x 1.08 m en su extremo inferior, arranque sobre el tablero, y 3.60 m x 1.80 m en su extremo superior, nudo de unión con el arco central. Ambos pies de cada margen se encuentran unidos, a media altura,

por una travesía horizontal de sección rectangular maciza con anchura variable entre 4.00 m y 2.70 m y de canto constante de 1.00 m, que es el único elemento pretensado del conjunto arco-pies y cumple la función de aumentar la estabilidad estructural, reduciendo la longitud de pandeo de los pies inclinados.

La transición de secciones entre arco y pies inclinados, lo que denominamos nudo, se resuelve por medio de superficies triangulares y trapezoidales, planas o regladas según el caso, dando origen a formas de gran complejidad geométrica y se materializa en los 15.00 m iniciales del arco.

El tablero del puente, recto en planta y con alzado circular de 5000 metros de radio, alberga 6 carriles de circulación (tres por sentido) y dos pistas para ciclistas por sentido a ambos lados de los carriles para tráfico rodado. La zona de paso peatonal se dispone a ambos lados de la sección transversal, fuera de los planos de tirantes, y unos 0.60 m por debajo del nivel de la zona ciclista y separada por esta del tráfico principal. Los peatones son protegidos en el vano principal de las inclemencias meteorológicas, por medio de una cubierta acristalada de perfil curvo con estructura de acero inoxidable.

La sección principal de tablero, sobre la que transitarán vehículos y ciclistas, es de hormigón pretensado, con un ancho de 33.00 m y un canto variable entre 2.00 m y 3.20 m con cara inferior en vientre de pez. Esta forma responde a los momentos flectores transversales derivados de su extraordinaria anchura.

Esta sección transversal se estructura en dos nervios de borde extremos trapezoidales de sección exterior constante, interiormente huecos en la mayor parte de la longitud del puente y excepcionalmente macizos en nueve metros coincidentes con los apoyos del tablero en pilas. Estos nervios de borde se vinculan cada 6 metros por medio de diafragmas que los atraviesan, creándose entre ellos una interesante sucesión de amplias zonas huecas. Estos diafragmas tienen sección doble T asimétrica, canto y ancho de ala inferior variable y su ala superior se integra en la losa superior de tablero. Para minimizar las cargas de peso propio, se reducen al máximo los espesores de los distintos elementos que configuran el tablero: 0.5 m para las almas de nervios de borde y la zona de diafragmas dentro de ellos, 0.30 m para las losas superior e inferior de nervios de borde y 0.24 m para las almas de diafragmas y losa superior entre nervios de borde.



Foto 6: Perspectiva inferior del espacio creado bajo arco y péndolas (Foto Miguel Daza).



Foto 7: Paseo peatonal lateral por laja de amarre y galería acristalada.

En la zona de arranque de pies inclinados, el tablero se amplía lateralmente con sendas losas macizas de 0,80 metros de espesor, triangulares en planta, que denominamos lajas de amarre. Estas losas son el elemento de unión y transferencia de esfuerzos entre pies inclinados de arco y tablero, en cuyo nervio de borde se empotran, atravesando completamente su sección a media altura.

La óptima relación entre las rigideces del arco y del tablero, permite que las cargas que las péndolas transfieren del primero al segundo, lleguen a éste casi uniformemente distribuidas aunque las cargas de tráfico tengan una distribución variable. Esto permite al arco trabajar siempre a compresión, como una estructura antifunicular de las cargas que recibe, pu-

diendo llevarse al límite su esbeltez gracias a este adecuado comportamiento resistente.

La compresión máxima recibida por el arco es de 230.000 kN, estando sometido en servicio, a unas tensiones de 29 MPa. Al estar el arco atirantado por el tablero, éste recibe de aquel una fuerza de tracción de similar valor absoluto. La baja capacidad del hormigón para absorber tracciones, hace que sea necesario compensar esta fuerza mediante la introducción de pretensado. Un grupo de 14 tendones rectos de pretensado exterior se disponen para este propósito, en el interior de cada nervio de borde, con la resultante en su centro de gravedad (8 tendones de 31 cordones de $\varnothing 0,6''$ y 6 tendones de 37 cordones de $\varnothing 0,6''$, introduciendo una carga total de 91.650 kN en

cada nervio). Este pretensado se suma al pretensado interior dispuesto en las losas superior e inferior de los nervios de borde (16 y 12 tendones de 19 cordones de $\varnothing 0,6''$ en losa superior e inferior respectivamente, introduciendo una carga total de 103.740 kN por nervio), que desempeña un papel fundamental como pretensado único durante el proceso de empuje del tablero, cuando éste funciona como una viga continua móvil y que completa la capacidad de recibir tracciones del tablero cuando el puente pasa a funcionar según el esquema estructural final.

Cuando el arco se divide en dos pies inclinados, la fuerza de compresión deja de estar alineada con el eje del puente para pasar a estarlo con el eje de los pies (con un valor máximo de 140.000 kN). Estos pies provocan tracciones en esa dirección en las lajas de amarre, lo que hace necesario un pretensado principal oblicuo según la proyección sobre ellas de los pies (44 tendones de 19 cordones de $\varnothing 0,6''$, introduciendo una carga total de 163.020 kN en cada laja) y uno secundario perpendicular a éste (10 tendones de 12 cordones de $\varnothing 0,6''$, introduciendo una carga total de 19.800 kN en cada laja). La tracción oblicua que los pies transmiten a las lajas se puede descomponer en el tablero, por un lado, en la ya mencionada tracción principal longitudinal que atiranta al arco y, por otro, en otra tracción transversal (con un valor máximo de unos 70.000 kN) que es absorbida por las vigas diafragma de esa zona. Estos diafragmas tienen un pretensado recto especial de hasta dos tendones superiores de 31 cordones de $\varnothing 0,6''$ y dos inferiores de 24 cordones de $\varnothing 0,6''$, frente al pretensado tipo de flexión de los diafragmas más alejados de los apoyos, con dos tendones de 9 cordones de $\varnothing 0,6''$ que van del ala superior en extremos al ala inferior en el centro y 19 cordones de $\varnothing 0,6''$ a lo largo del ala inferior.

Como resultado de la compleja disposición de pretensado que el funcionamiento del puente requiere, el tablero es atravesado en algunas secciones por hasta nueve niveles de tendones de pretensado interior o exterior.

Las péndolas de cuelgue son de cable cerrado de 100 milímetros de diámetro (con carga de rotura mínima de 10.100 kN), con tres capas exteriores de alambres con sección en Z, galvanizados en caliente. Los terminales de estos cables son de tipo mazarota, siendo pasivos los superiores, con forma de horquilla para su enhebrado y embulonado a través de los palastros dispuestos al efecto en el arco y que se vinculan al

hormigón mediante conectores y el propio rozamiento acero-hormigón bajo cargas de compresión. Los terminales inferiores, activos, son cilíndricos roscados e incluyen una rótula esférica, tesándose desde el paramento inferior del tablero.

El puente presenta cuatro apoyos principales tipo pot (y de libre desplazamiento en todas las direcciones) bajo los pies inclinados, con capacidad para recibir una reacción vertical de hasta 82.500 kN en cada uno de ellos. El enorme valor de esta reacción ha hecho necesaria la fabricación de apoyos específicos para este puente, que por su exclusividad han sido ensayados en Suiza hasta su carga máxima para eliminar deformaciones debidas a holguras entre los distintos elementos que los componen y determinar su curva real de tensión-deformación. Al ser la distancia entre pies inclinados de 48.00 m, para poder conseguir el diseño laminar de la laja de amarre, evitando introducirle esfuerzos importantes de flexión, los nervios de borde del tablero descansan en la misma sección que los apoyos principales, en otros del mismo tipo que éstos pero con una carga vertical máxima admisible menor, de 28.500 kN. Un tronco de pirámide de base octogonal invertido sirve de transición/embudo de fuerzas entre la ancha sección de los pies inclinados en sus arranques y la limitada superficie de los apoyos. Estos apoyos, a su vez, descansan sobre otro tronco de pirámide simétrico, abriéndose la carga, al igual que sucede bajo los apoyos secundarios, para distribuirla adecuadamente en los diez pilotes de 2.00 m de diámetro y hasta 50 m de profundidad en los que se cimentan las pilas. El conjunto geometrías resultante es de una gran expresividad formal y pureza resistente.

En cada estribo, de formas también muy cuidadas, el tablero descansa sobre dos aparatos apoyo de neopreno zunchado situados bajo los nervios de borde. Se cimentan mediante 20 pilotes de 1.50 metros de diámetro.

Las galerías peatonales acristaladas que vuelan desde los laterales de la sección de hormigón del tablero, cumplen la doble función de servir de resguardo al peatón frente al viento y la lluvia mientras cruza el Ebro, y de mejorar el comportamiento aerodinámico de la sección total tal y como se ha podido verificar en los ensayos de túnel de viento realizados.

La estructura principal estas galerías está formada por costillas de acero, con un perfil tubular de 15 mm de diámetro como ala inferior, ancladas cada 3.00 m

en el tablero de hormigón. Sobre ellas se disponen siete rastreles de 15 cm x 15 cm de madera laminada encolada separados 0.75 m, en los que descansa el pavimento constituido por tablero de madera de Elondo. Este pavimento se cubre con cristal laminado curvado y templado de 10 + 10 mm, sobre una estructura de perfiles tubulares circulares de acero inoxidable, que dan continuidad al que constituye el ala inferior de las costillas. De este modo, todos los materiales que puede apreciar el peatón a corta distancia son de alta calidad: hormigón blanco, acero inoxidable, cristal curvado y madera de Elondo. Así se completa un conjunto de materiales empleados, que se caracteriza por lo avanzado en cuanto a su tecnología, y cuidado en cuanto a estética, confort y durabilidad.

3. Estudios específicos en fase de proyecto y obra

La magnitud y gran complejidad del Puente del Tercer Milenio, ha obligado a un enorme esfuerzo de cálculo y de definición de detalle desde el inicio del proyecto, que no se ha interrumpido en ningún momento durante el desarrollo de las obras, para garantizar la seguridad y calidad de lo realmente ejecutado.

Además de este ininterrumpido esfuerzo de detalle y cálculo, en una obra de esta entidad, requiere realizar otra serie de estudios durante de la construcción, que resultan excepcionales por su tipo y/o intensidad.

Por un lado ha sido necesario realizar una campaña geotécnica extremadamente exhaustiva, debido

a la mala calidad del terreno, su gran heterogeneidad y la importancia de las reacciones transmitir.

Se llevado a cabo también, para tomar medidas ante posibles riesgos de avenida, una continua actualización durante las obras de los muy detallados modelos hidráulicos que se desarrollaron en fase de proyecto, ajustándolos con las alturas de calado medidas diariamente en campo para caudales conocidos, y actualizando la geometría del cauce para ajustarse a las distintas actuaciones que se han ido ejecutando en el Meandro de Ranillas durante el desarrollo de la obra.

Por otro lado, para conseguir fabricar un hormigón diseñado específicamente para este puente (blanco, de alta resistencia y autocompactante), muy sensible a las variaciones climáticas, se han realizado constantes ensayos y ajustes en la dosificación (lo que ha sido posible gracias a la planta y laboratorio que se instalaron en el recinto de la obra), además de modelos a escala 1:1 de los elementos más complejos, incluyendo armado y vainas de pretensado, para garantizar la adecuación de la dosificación en el momento de su hormigonado.

Relacionado con esto se han hecho ensayos en probetas de retracción y fluencia a fin de calibrar la susceptibilidad de este hormigón tan novedoso ante estos fenómenos reológicos.

4. Estudio aeroelástico

Durante la elaboración del proyecto constructivo del puente se hicieron estudios seccionales teóricos

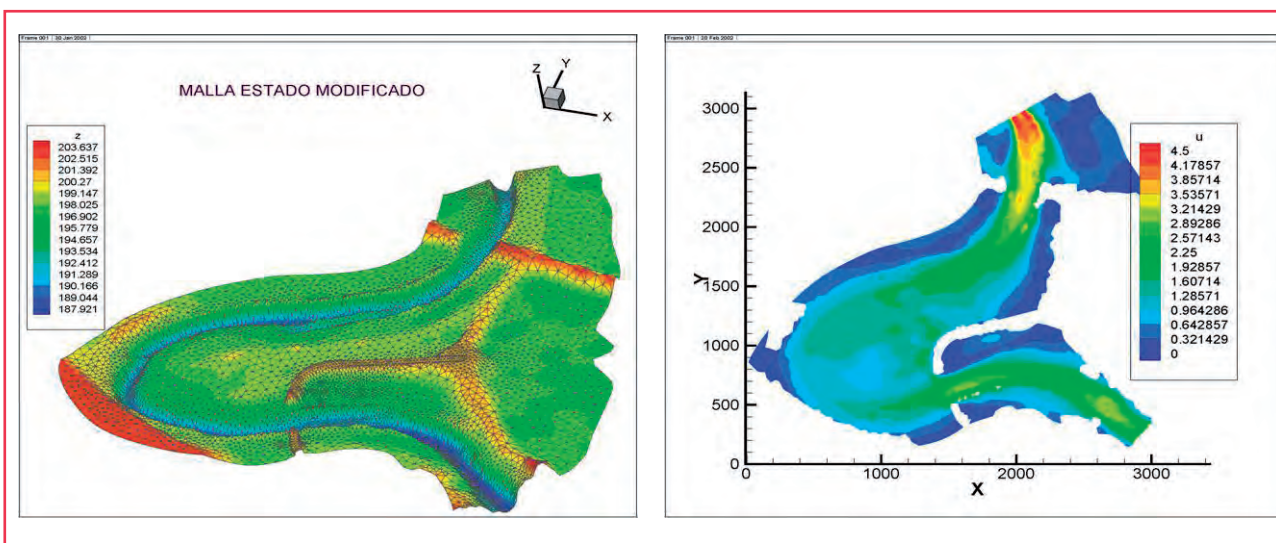


Foto 8: Imágenes del estudio bidimensional del cauce durante la construcción.

del tablero con objeto de verificar, valorando numéricamente las líneas de flujo, si el comportamiento del puente frente al viento sería correcto. En ese momento se pudo estimar que las galerías acristaladas no afectaban de forma significativa al puente. Más adelante, durante la construcción se puso en marcha un estudio de carácter experimental en el que se determinó cuantificar de forma exhaustiva el efecto del viento. Se compone el estudio de dos maquetas ensayadas en túnel de viento:

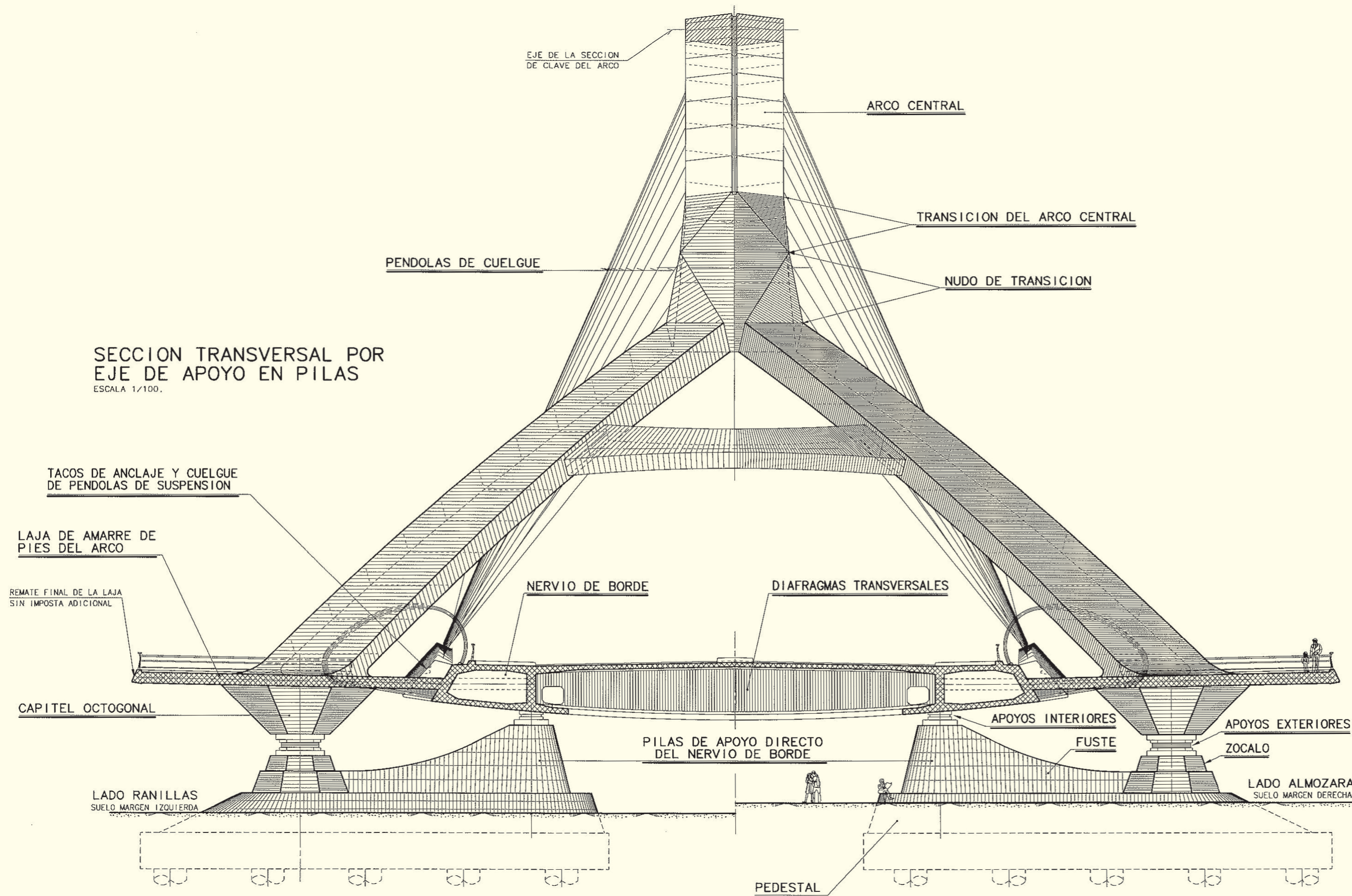
Modelo seccional del tablero: se trata de una maqueta que representa una longitud de tablero cercana a los 100 metros a escala 1:70 montada sobre muelles verticales y torsionales que permiten la estimulación de las frecuencias de vibración de forma realista gracias a una valoración de las masas y las inercias. El modelo tiene además un muelle que permite la modificación del amortiguamiento estructural. La acción del viento se representó a base de un flujo turbulento gracias al cual no suele ser necesario considerar el efecto de la inclinación del viento en distintos ángulos en las pruebas dinámicas. Esto es especialmente cierto en los casos en que la influencia de la topografía es moderada, caso de la zona del río Ebro donde se implanta el puente. En consecuencia una inclinación de 0° fue usada para todas las pruebas. Con este modelo se obtuvo también la distribución de presiones de viento de empuje o succión en el perfil de las galerías acristaladas lo que permitió un dimensionamiento óptimo del elemento además de verificar el confort de los peatones. La Universidad de Granada se encargó de la elaboración de esta prueba.

Modelo aeroelástico completo: Construido a una escala geométrica de 1:125 a fin de introducirlo en un túnel de capa límite junto con el entorno. Las condiciones del terreno varían desde la categoría de Campo Abierto al oeste a Suburbano en el resto. Las exposiciones realizadas fueron desde todas las direcciones. La maqueta en sí exigió una valoración de los parámetros dinámicos a fin de conseguir una similitud dinámica adecuada (números de Froude, Cauchy, Reynolds, densidad y amortiguamiento) además de una instrumentación a base de galgas extensométricas, transductores y acelerómetros. La Universidad de Western Ontario (Canadá) se encargó de la realización de este estudio.

Las conclusiones de todos estos estudios son relativas al buen comportamiento dinámico del puente para el que no se esperan oscilaciones inducidas por



Foto 9: Vistas de los túneles de viento realizados: Fotos primera y segunda del modelo aeroelástico completo; foto tercera del modelo seccional.



desprendimiento de vórtices ni flutter (flameo con amplificación) ni galloping (galope) caracterizándose su respuesta hasta velocidades de 65 m/s (234 km/h) a nivel de la clave del arco. Este buen funcionamiento se debe a la amortiguación dinámica de la estructura gracias al empleo de hormigón como material de construcción, así como la influencia positiva de la geometría de las galerías peatonales en la aerodinámica de la sección.

5. La construcción del puente

A muy grandes rasgos, las fases del proceso constructivo son:

1. Construcción de pilas y estribos
2. Construcción del tablero mediante empuje desde estribo 2
3. Construcción de arco y pies inclinados
4. Colocación y puesta en carga de péndolas
5. Acabados

Dadas las características de la obra, la mayor parte de las actividades de este proceso tienen sus singularidades. Se destacan entre ellas las que se describen a continuación, con un grado de detalle coherente con el relativo poco espacio disponible:

1. Ejecución de pilotes
2. Hormigones
3. Parque de dovelas
4. Sistema de empuje
5. Cimbra y encofrado del arco
6. Puesta en carga de péndolas

5.1. Ejecución de pilotes

El terreno está formado, bajo una capa superficial de rellenos y limos, por una capa de depósitos cuaternarios formados por gravas y arenas de potencia variable, con algunas intercalaciones limo-arcillosas, que descansa sobre un sustrato terciario formado por margas y yesos: éstos últimos con distintos grados de agregación, debido a fenómenos de disolución, dando origen tanto a capas muy poco competentes como a otras muy duras. La gran variabilidad del terreno ha obligado a realizar una campaña geotécnica complementaria, para dispo-



Foto 10: Cimentaciones en la península provisional de margen izquierda.

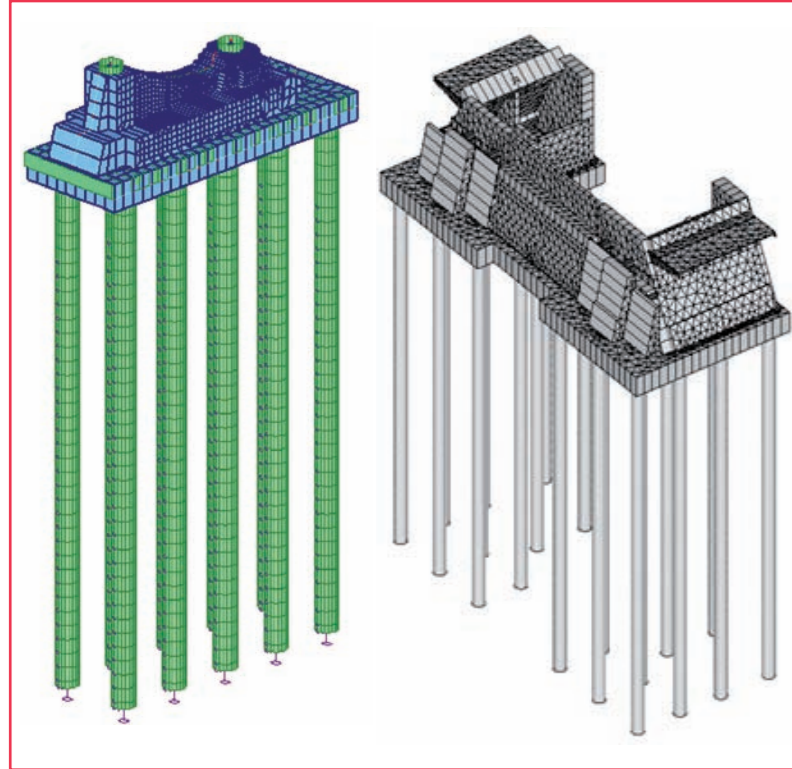
ner de información en todos los apoyos tanto definitivos como provisionales.

Las longitudes de pilotes han resultado muy variables, incluso entre pilotes relativamente próximos, oscilando entre 27 y 51 metros, siendo esta última longitud la correspondiente a pilotes de pilas provisionales situadas en el cauce. La perforación se realizó con camisa recuperable en la zona de gravas, lo que implicó en algunos casos hincar camisas de longitud superior a 30 metros, para desde ese punto perforar hasta la punta del pilote al abrigo de lodos bentoníticos.

El descabezado de los pilotes se hizo mediante una técnica novedosa ejecutando unos taladros subhorizontales a la cota de descabezado e introduciendo en ellos mortero muy expansivo que al aumentar su volumen produce una fractura sensiblemente plana del hormigón.

Mediante los tubos sónicos dejados al efecto se realizó el ensayo de la integridad de los pilotes y, a través de uno de ellos, se realizó un sondeo para analizar la limpieza de la punta y constatar que el terreno presentaba las propiedades previstas. En los casos en que aparecieron capas de terreno no previstas en la punta, se procedió a sondear por los tubos restantes e inyectar con lechada de cemento hasta rechazo tras la limpieza con agua de la zona a tratar.

Dada la gran variabilidad del terreno, y a pesar del conocimiento teórico obtenido tras la citada campaña geotécnica complementaria, se produjeron diversas incidencias entre las que se pueden destacar la surgida en la ejecución de uno de los pilotes del cauce, correspondiente a una pila provisional. Se apreció la existencia de una cavidad, bajo punta de



la dificultad de acceso para el vertido y vibrado del hormigón a determinadas zonas dentro del encofrado y los reducidos espesores de las piezas.

Para evitar estos problemas, se recurrió por un lado a simplificar al máximo el encofrado del tablero mediante la fabricación en bancada independiente de los diafragmas y prelosas entre nervios de borde y por otro a la utilización de hormigones autocompactantes con un tamaño máximo de árido de 12 mm.

No se tenía experiencia previa del uso de hormigones autocompactantes en estos volúmenes y para las resistencias características especificadas. Por ello se procedió a la realización de múltiples ensayos de caracterización y dosificación para obtener no sólo las resistencias precisas, sino también el mantenimiento de sus características autocompactantes a través del proceso de transporte, bombeo y vertido, el suficiente tiempo para poder ligar adecuadamente las distintas tongadas del hormigón. Hay que destacar que el riesgo más importante en la utilización de estos hormigones se produce como consecuencia de la pérdida "súbita" de las caracte-

pilote, rellena de arcillas líquidas, que alcanzaba unos 21 metros de profundidad. Tras realizar una serie de sondeos perimetrales para acotar el problema, resultando más una grieta que una cavidad, se procedió a su relleno mediante jet grouting.

Otro incidente fue la aparición de una dolina, rellena de arcillas muy blandas, en el estribo de la margen izquierda (lado Ranillas). En este caso la solución adoptada fue la ejecución de pilotes adicionales que, atravesando las arcillas, se empotraron en el terciario sano, despreciando en su cálculo la colaboración del terreno situado sobre la cota más baja de la cueva.

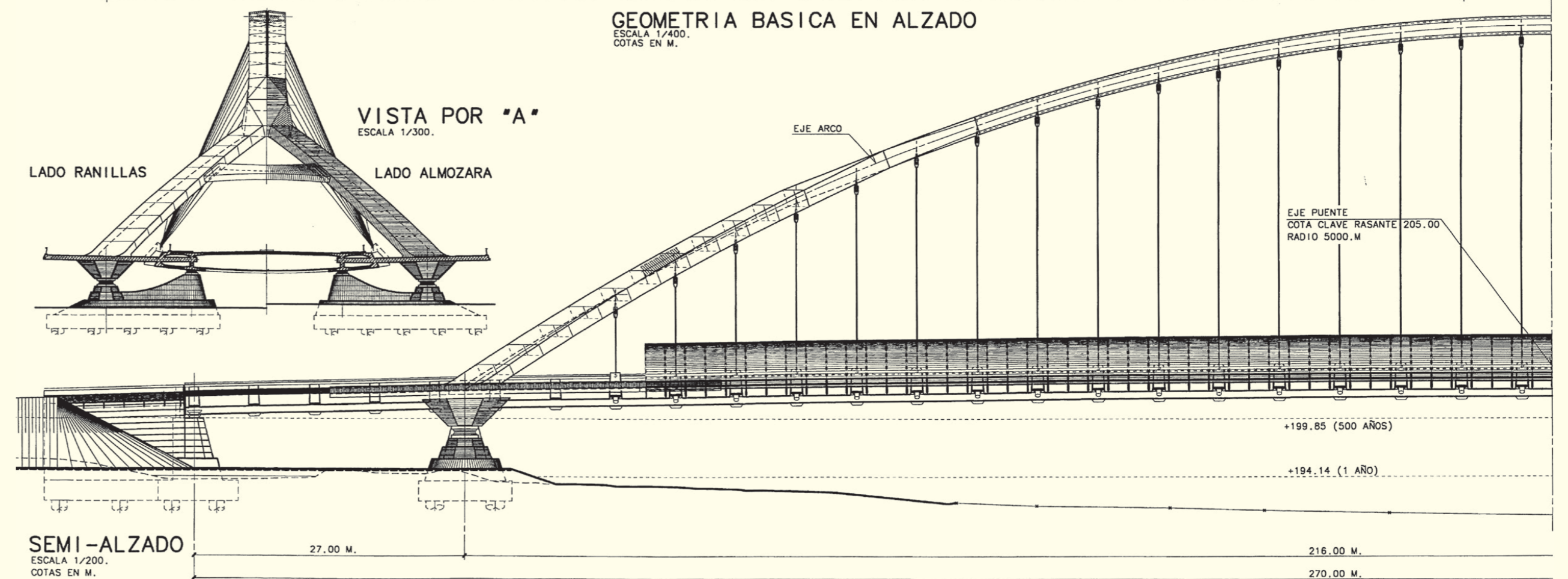
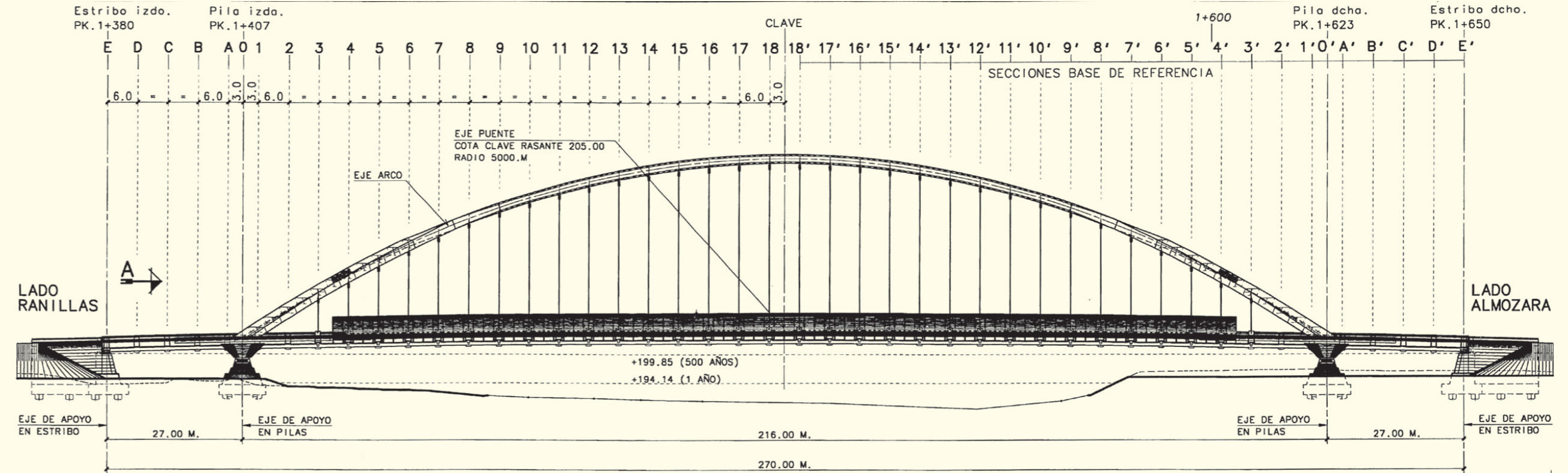
5.2. Hormigón

Las cuantías medias de armaduras pasivas y activas en el tablero son muy elevadas alcanzando valores de 345 y 85 kg/m³ respectivamente. En la laja de amarre la cuantía media de armadura pasiva llega a ser de 520 kg/m³. Con estas magnitudes es evidente la dificultad existente para realizar una compactación adecuada del hormigón, máxime tratándose de un hormigón de elevadas prestaciones, con resistencias características teóricas de 60 y 75 MPa. A ello se une

Foto 11: Modelos de E.F. de pila y estribo utilizados para verificar la estructura superficial y subterránea.



Foto 12: Hormigonado por bombeo de una laja de amarre con varias capas de armadura y pretensado en dos direcciones



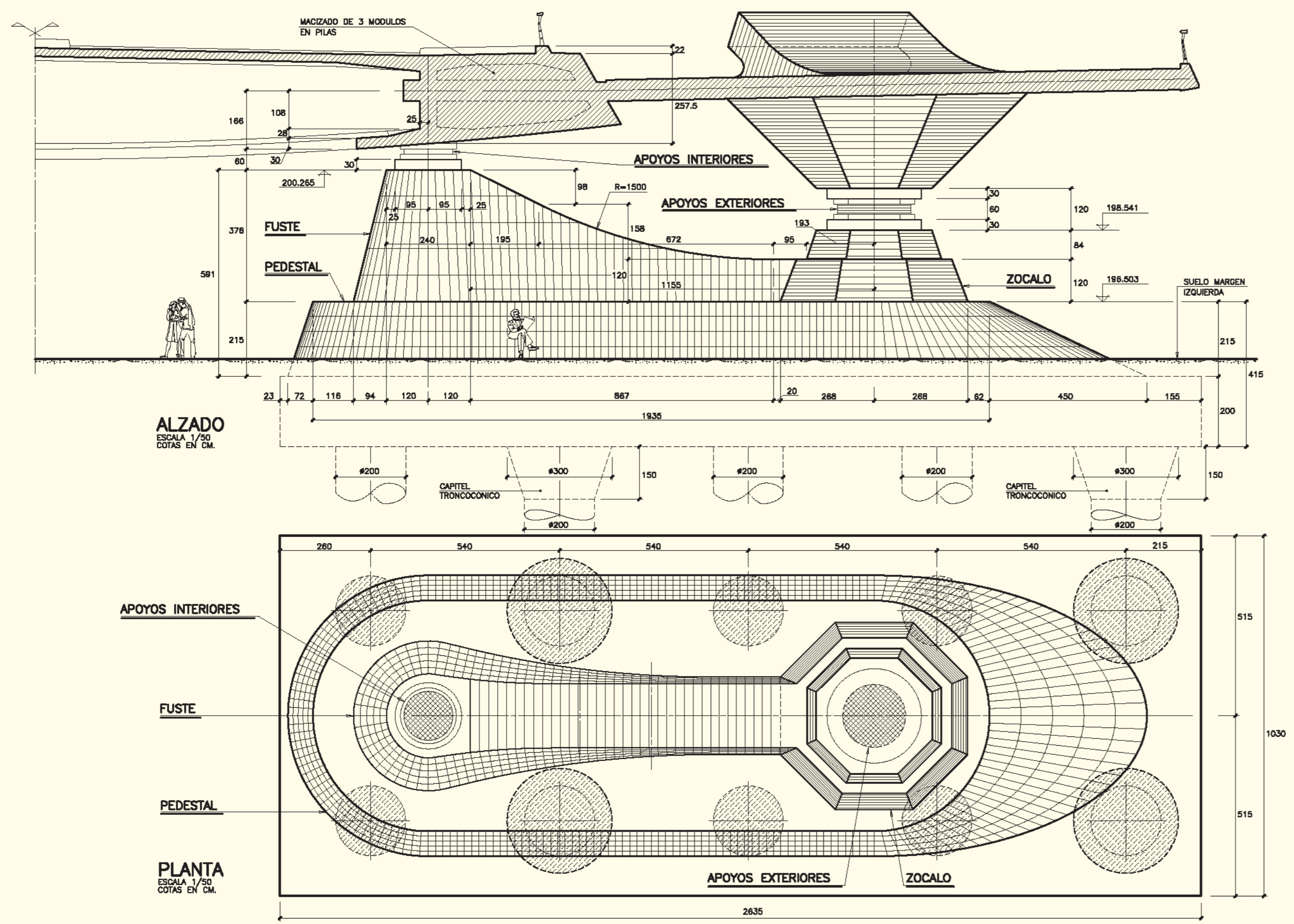


Foto 13: Vista general de la zona de construcción de margen derecha. De primer a último plano están el estribo, el encofrado de las dovelas con sus áreas de trabajo laterales y el parque de fabricación de prelosas y, por último, la zona de prefabricación de diafragmas, justo bajo el pórtico grúa.

terísticas de la mezcla, que puede suponer la aparición de juntas frías. Asimismo se realizaron ensayos para determinar su comportamiento reológico. Se determinaron fórmulas de "invierno" y de "verano" adaptando además los aditivos específicos para

cada fórmula. Se han conseguido valores de resistencia y módulo de elasticidad totalmente equiparables a los correspondientes al hormigón vibrado. Por último queda indicar que el acabado con el que han quedado estos hormigones es magnífico.



Foto 14: Vista general y detalles del parque de fabricación de prelosas y diafragmas

5.3. Parque de dovelas

El tablero consta de 12 dovelas de 24 m de longitud cada una, salvo las dos extremas, la primera de 24,875 metros y la última de 5,125 metros, ambas medidas a ejes de apoyo en estribos. La ejecución de estas dovelas se ha realizado en una instalación fija, "parque de dovelas", situada tras el estribo de la margen derecha (lado Almozara).

Tal y como se indicó previamente, para permitir la máxima simplicidad posible para la ejecución de los hormigones, los diafragmas y las prelosas del tablero se hormigonan independientemente del resto de la sección. Para ello se dispone en la parte trasera del parque, centrados con el eje de la estructura, de 2 moldes metálicos, con 4 fondos, para la ejecución de los 4 diafragmas que lleva cada dovela. Asimismo se dispone de 2 mesas de encofrado metálico para el hormigonado de las 8 prelosas nervadas, de 5,32 x 8,40 metros y espesor mínimo 7 centímetros, correspondientes a cada dovela. El desplazamiento de estos elementos a su posición final en el encofrado de la dovela se realiza por medio de pórtico grúa de 24,94 metros de luz y 50 t de capacidad. El manejo de las prelosas ha sido muy cuidadoso, dadas sus dimensiones, utilizando para ello un balancín con un sistema de fijación de la prelosa que garantiza el reparto equitativo de su peso entre 10 puntos de cuelgue.

El hormigonado de la sección se ha realizado en tres fases: las dos primeras para el hormigonado de tabla inferior y almas de cada uno de los nervios de borde y una última que comprendía la tabla superior de la sección completa del tablero.

El encofrado propiamente dicho del parque está formado por 2 encofrados independientes, uno para cada nervio de borde. Cada uno de ellos consta de los siguientes elementos:

- **Fondo.** Reproduce la curvatura del fondo del tablero. Las vigas y forro de madera apoyan sobre una estructura metálica sobre soportes birrotulados que, por medio de sistemas hidráulicos, permiten moverse verticalmente el conjunto, de un modo guiado, para las operaciones de encofrado y desencofrado. Lleva un paño abatible de eje horizontal, en toda su longitud, que permite disponer de un hueco longitudinal con una triple función:
 - Permitir el paso de los soportes del pórtico grúa para la colocación de diafragmas y prelosas,

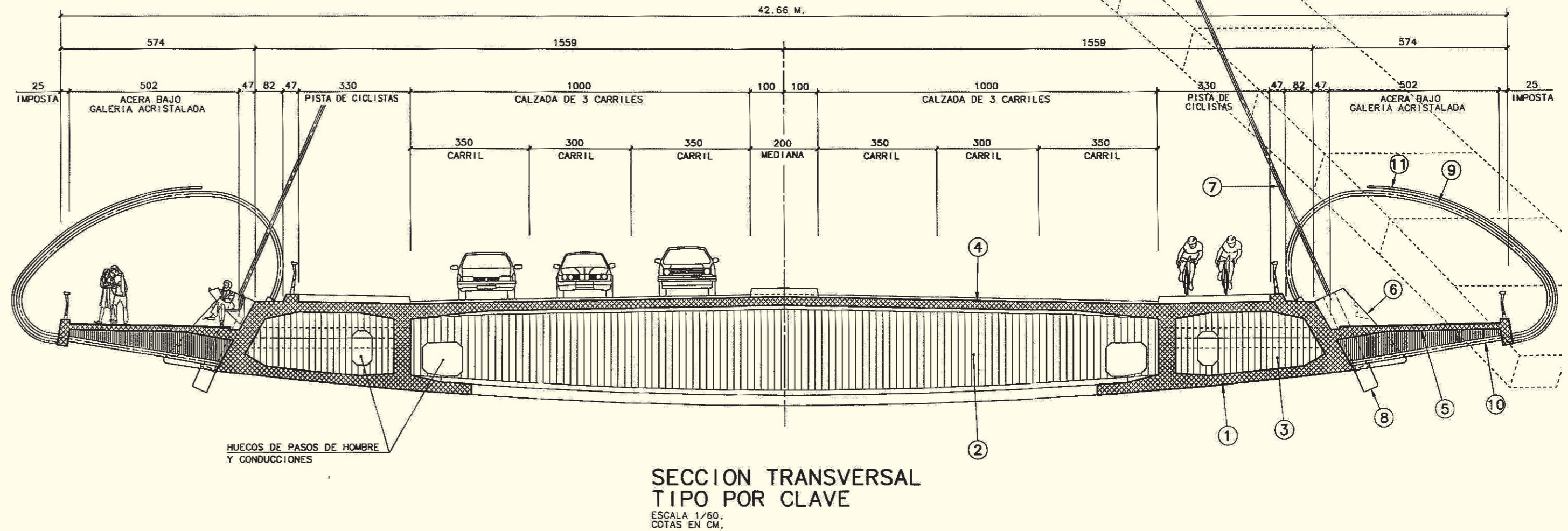
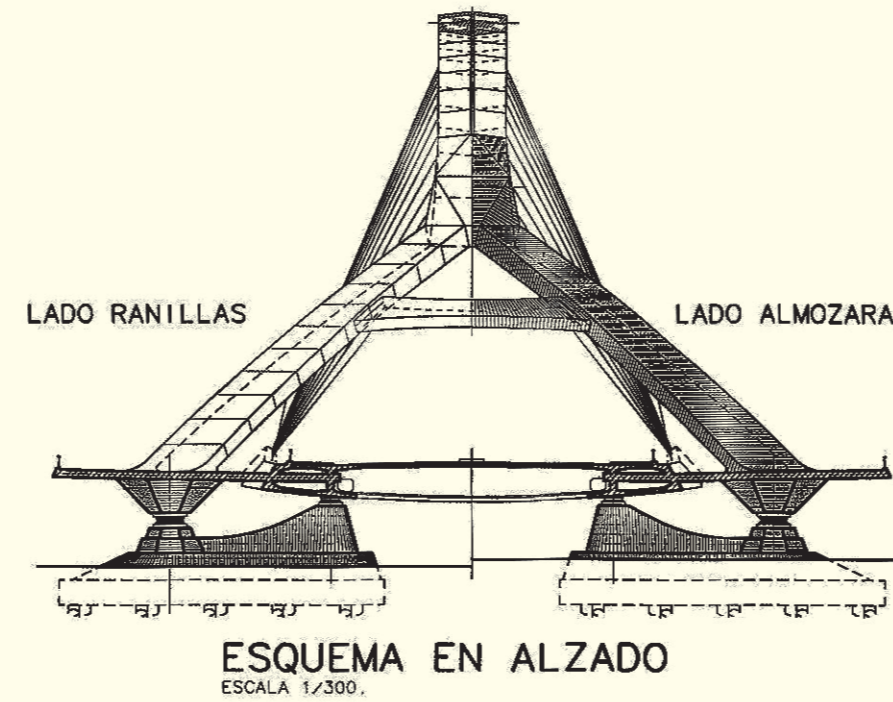
operación ésta que es la primera del ciclo de fabricación de las dovelas. Una vez colocados estos elementos se cierra dicho paño para iniciar la colocación de ferralla.

- Permitir el acceso de los operarios a las pilas provisionales situadas en el parque.
- Permitir el paso de los puntales de tiro traseros, durante el empuje del tablero.
- **Laterales exteriores.** Se sitúan sobre la estructura del encofrado de fondo y constan de 4 paños independientes inclinados y 4 encofrados para los tacos de anclaje, en correspondencia con diafragmas, situados entre los anteriores. Los paños inclinados van dotados de movimiento transversal suficiente para permitir el paso de los tacos de anclaje durante el proceso de empuje. Los encofrados de tacos se montan con la armadura pasiva correspondiente, vainas, anclajes y tubos para paso de las péndolas.
- Los restantes **encofrados laterales**, para los paramentos ocultos interiores del nervio y el restante visto entre diafragmas se realizaron con encofrados metálicos.
- La ferralla se prefabricó lo máximo posible habida cuenta de su complejidad y cuantía. En particular se hizo la armadura de tacos y la sección tipo en U. Se establecieron, junto a ambos nervios, áreas para dicha prefabricación. Dadas las grandes dimensiones de la dovela, se dispusieron sendas grúas-torre móviles para cubrir toda su planta así como las áreas de prefabricación de ferralla y de acopio de encofrados.

5.4. Sistema de empuje

Los factores determinantes para su diseño han sido:

- El peso total a empujar, unas 20000 t, y el peso máximo de dovela, unas 2000 t.
- El número de pilas provisionales en el cauce era de 8, de forma que la separación uniforme entre ellas es 24 metros.
- El deslizamiento del tablero debía producirse a lo largo de las almas verticales, interiores, de los nervios de borde.
- Dada la curvatura del paramento inferior, la pendiente transversal del tablero a lo largo de las líneas de deslizamiento es de 8%. Asimismo la pen-



LEYENDA	
①	- Nervio de borde del tablero con diafragmas transversales cada 6 metros.
②	- Vigas transversales cada 6 metros enlazando ambos Nervios de borde.
③	- Diafragmas transversales dentro del Nervio de borde cada 6 metros.
④	- Forjado del tablero, grueso típico 24 cm.
⑤	- Estructura volada de galerías peatonales.
⑥	- Taco de anclaje de péndolas cada 6 metros, alineados con Vigas transversales (2) y con Diafragmas (3).
⑦	- Cable-péndola de suspensión del tablero desde el arco.
⑧	- Anclaje cilíndrico del cable (7) con sistema de retesado.
⑨	- Tubos de acero inox cada 2 metros, componiendo estructura mixta junto al forjado (5) para soportar el vuelo de las galerías peatonales.
⑨	- Idem soportando cristalería de protección contra viento y agua.
⑪	- Perfiles soportados por los tubos (10) que dan apoyo directo a los témpanos de cristal.

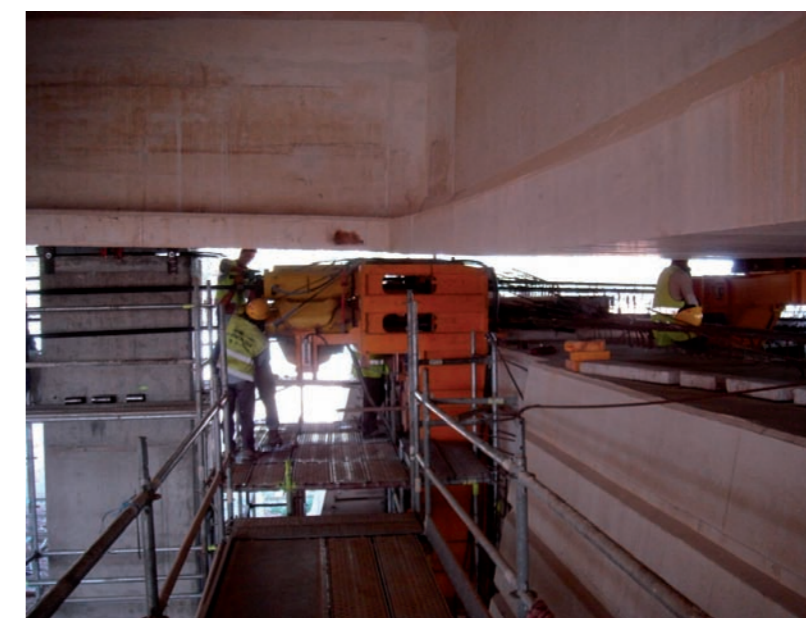
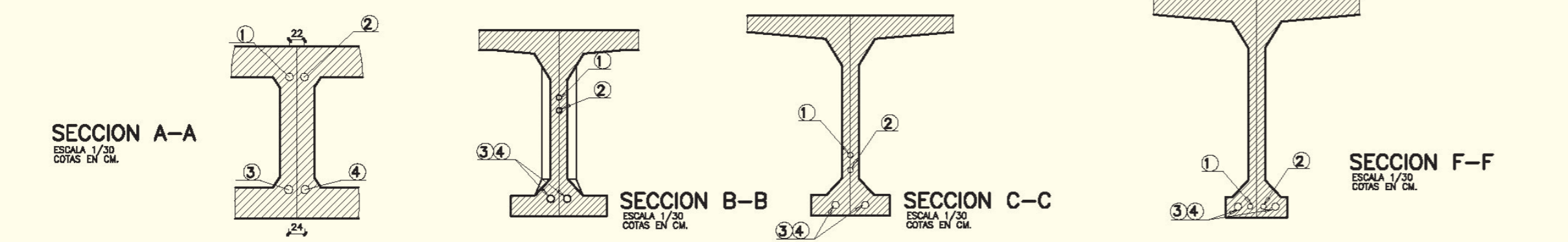
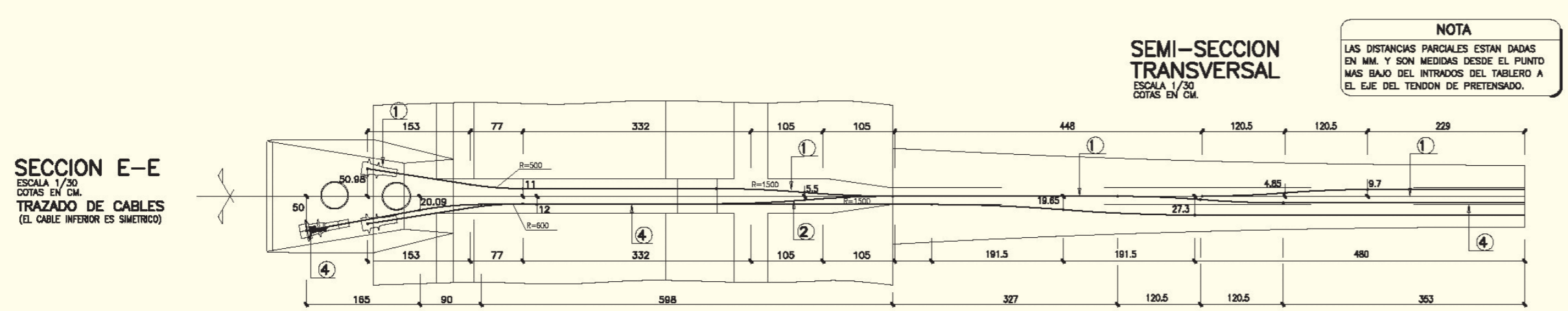
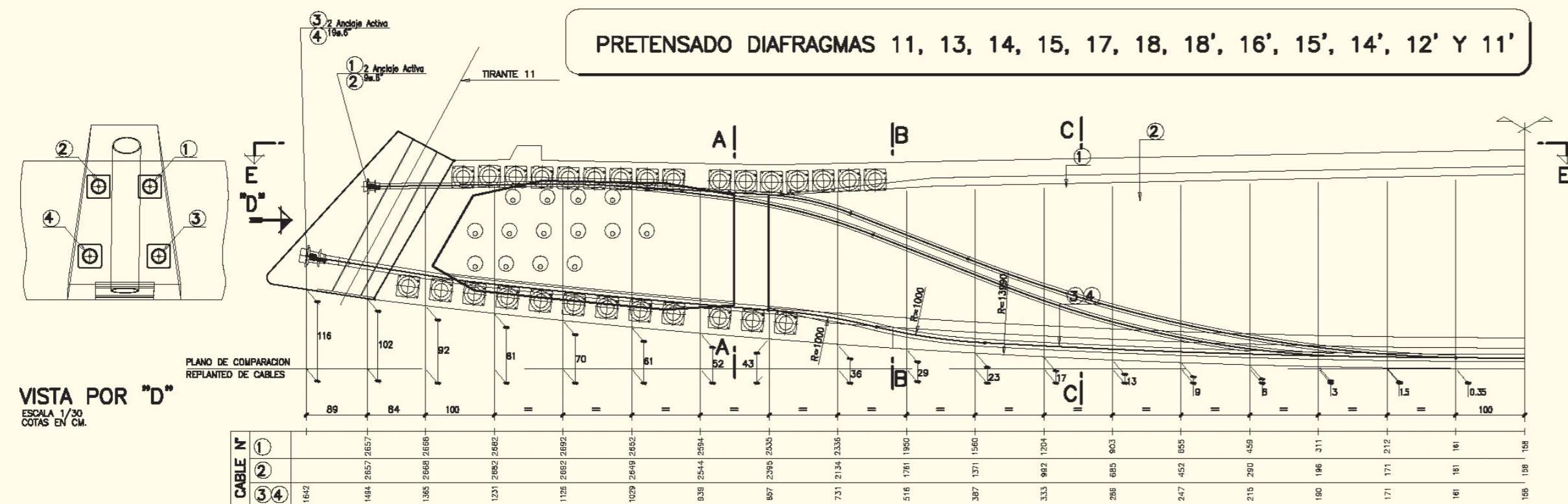


Foto 15: Vista de los gatos de tiro situados entre pila provisional y muro frontal del estribo

diente longitudinal es variable, entre la horizontal, en centro de tablero y un valor máximo de 3,7% en parque de dovelas.

- La distancia, 5,51 metros, entre el eje de deslizamiento y la arista exterior del nervio de borde, que imposibilitaba un guiado convencional.

Un sistema de deslizamiento de dovelas en parque a través de chapas deslizantes con la dovela sobre carriles no era admisible dada la elevada carga a transmitir a los carriles, sin olvidar los elevados rozamientos en parque que produce. Para evitar estos problemas se dispuso de 4 apoyos adicionales, 2 por línea de deslizamiento, con sus almohadillas, dentro del parque de forma que la dovela se hormigonó directamente sobre la almohadilla. Posteriormente el movimiento del paño abatible del encofrado de fondo anteriormente descrito permite el acceso de personal a dichos apoyos para las maniobras de empuje.

Para el empuje del tablero se decidió un sistema de tiro directo con barras de alta resistencia, sistema del que se disponía de amplia experiencia, aunque con magnitudes menores. Cada línea de deslizamiento coincidía con el eje de las almas verticales de los nervios de borde. Se establecieron 2 ejes de tiro a 0,80 metros de cada línea de deslizamiento, separación acorde con la distribución de armadura, en cada uno de los cuales se disponía de una capacidad de 300 t de tiro, por medio de 2 gatos hidráulicos. Se había estimado, con coeficientes de rozamiento teflón - ino-

dable de 0,05, un tiro máximo necesario del entorno de 1000 t. La realidad es que dichos rozamientos han resultado bastante más bajos, incluso en arranque, en estático, en el momento de puesta en movimiento del tablero.

Los gatos iban situados sobre 4 estructuras metálicas ancladas al estribo, sobre un paramento vertical provisional. El anclaje de las barras, situadas a corta distancia bajo la tabla inferior, al tablero se realizó por medio de soportes muy robustos que, reaccionando horizontalmente contra las tablas superior e inferior, equilibraban la fuerza de tiro con su excentricidad. La situación de estos soportes variaba según que se encontraran por el lado interior o exterior de las líneas de deslizamiento. Por el lado interior se alojaban en huecos dejados al efecto en la dovela previamente hormigonada. Sin embargo esta solución no fue posible en el lado exterior como consecuencia de la muy elevada cuantía de armaduras existentes en el interior del nervio de borde cuando éste es macizo o dispone de laja. En ese lado se colocaron dichos soportes en la parte trasera de la dovela anclados con una barra a tracción en la tabla superior.

Los apoyos de empuje en pilas, estribos y pilas provisionales, fueron tipo pot fijo con patines superiores en cuña tanto longitudinal como transversal, definiéndose su superficie en función de la carga máxima prevista, con una longitud mínima derivada del proceso de llegada a pila del pescante, la aplicación del gato de recuperación de flecha y el recorrido necesario de éste para tener el espacio necesario para la inicial co-

Foto 16: Central de control y de presión para empuje del tablero.





Foto 17: Vista frontal de la nariz de avance

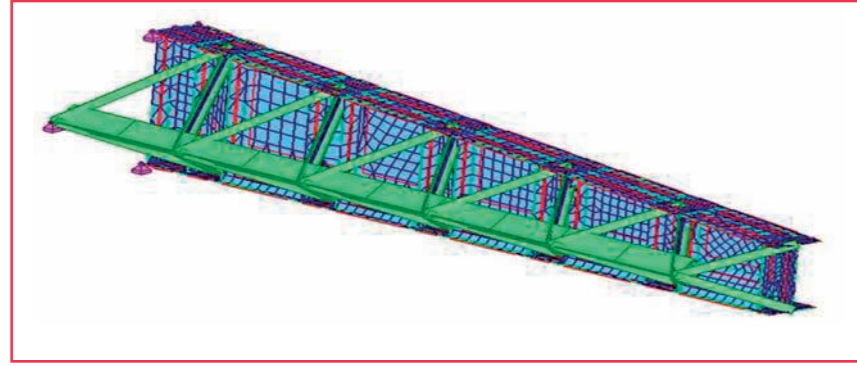


Foto 18: Vista del modelo de cálculo de la nariz de avance

locación de almohadillas. Es decir, el tablero se empujó sobre apoyos que por su misma disposición dificultaba el movimiento transversal del tablero durante el empuje.

El guiado transversal durante el empuje se realizó por el interior del nervio de borde, a lo largo del canto de la tabla inferior, dada la gran distancia existente entre apoyos y borde exterior de tablero. Este guiado se interrumpía al llegar a los diafragmas, por lo que se dispuso una estructura metálica embulonada a la pila que permitía su abatimiento.

Por último el pescante lo formaban 2 cuchillos metálicos de viga armada situados en líneas de deslizamiento y orientados según la normal al plano de apoyo. Su canto era el del tablero en ese punto y su longitud de 11,10 metros.

Foto 19: Vista general de la cimbra de arco formada por torres en la zona central y cimbra cuajada en pies inclinados



5.5. Cimbra y encofrado de pies inclinados y arco

La concepción de la cimbra se basa en una estructura soporte a base de perfiles pesados de alta capacidad portante sobre los que se dispone cimbra tupida. Sobre esta última se colocan correas y forro que conforman el encofrado de fondo de pies y arco. Esta estructura soporte, parcialmente en la zona de pies, se diseña para permitir el acceso de vehículos desde cualquier estribo a cualquiera de las 2 calzadas.

Se han considerado en diseño múltiples hipótesis de trabajo conjugando las sucesivas fases de hormigonado con la aplicación más desfavorable de cargas de viento o excentricidad mínima de acuerdo con las recomendaciones vigentes. Las cargas horizontales longitudinales derivadas de las presiones de hormigón fresco son transmitidas al hormigón ya endurecido de las tongadas anteriores, mientras las transversales reajustan las cargas en los soportes, que se anclan al tablero.

El apoyo de la cimbra sobre el tablero se realiza de forma que las cargas vayan directamente a los diafragmas. Este mismo criterio se sigue para la definición de los caminos de rodadura de las 2 grúas torre a instalar sobre el tablero para la ejecución del arco.

Las cargas a transmitir son muy elevadas dadas las secciones de pies y arco. En la zona central del arco, valor mínimo, el peso alcanza unas 20 t/m. La medición total de hormigón es de 2660 m³, siendo la altura del eje de la sección de clave del arco sobre el tablero es de 36,00 metros.

Especial mención tiene el diseño y el posterior montaje de la cimbra y encofrado en la zona del nudo o entronque de los dos pies del arco con la zona de arco central, fundamentalmente por sus superficies

DIAFRAGMA 9

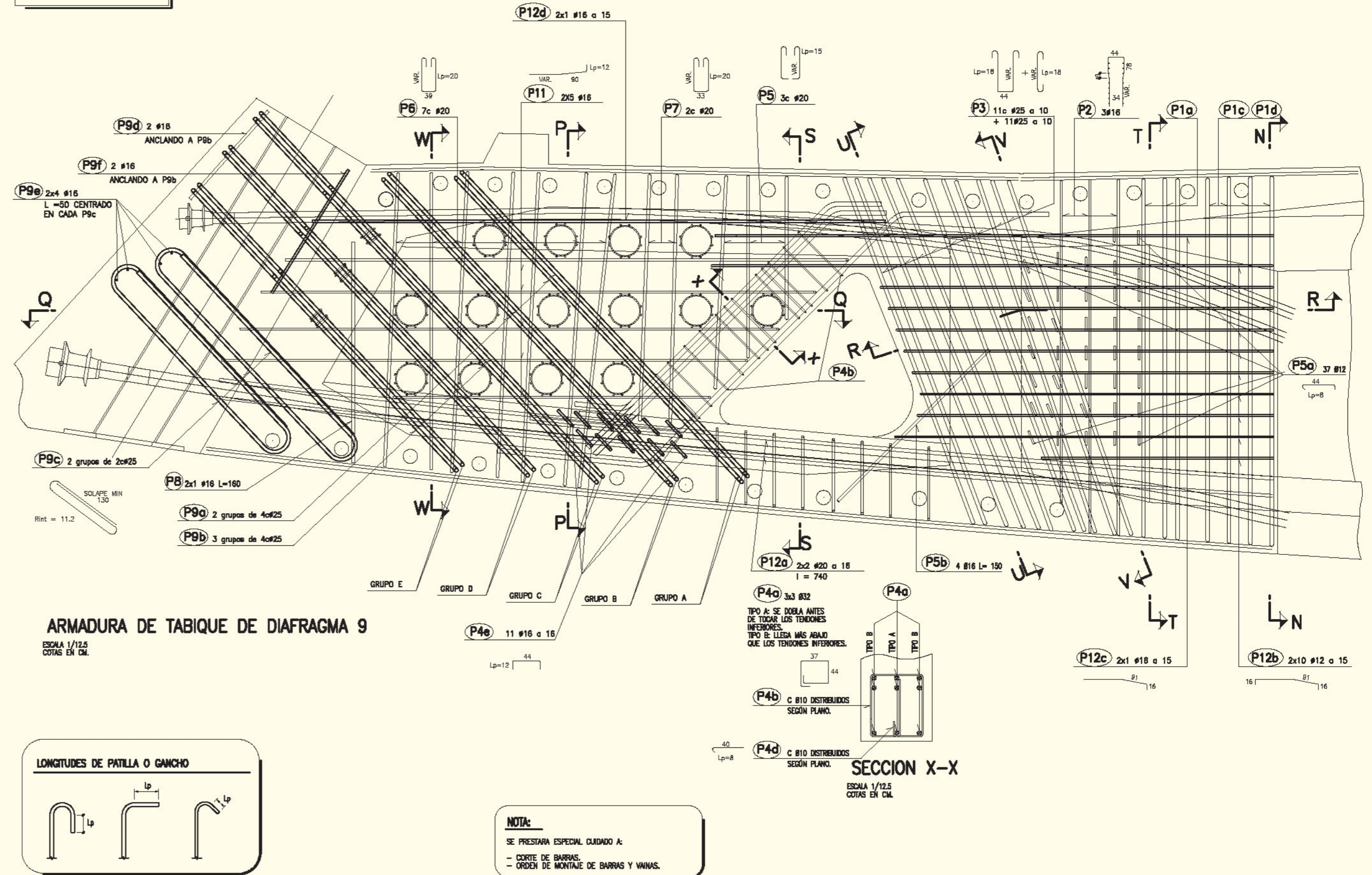




Foto 20: Vista nocturna de los trabajos sobre la cimbra

alabeadas, por el cambio de geometría, las inclinaciones y el reparto de cargas mayores entre la cimbra de la zona aperticada de los pies y la cimbra del arco propiamente dicha.

También es de reseñar el encofrado de arranque del arco en zona de laja. En un mismo nudo se concentraba capitel de laja, laja propiamente dicha y arranque de arco, por lo que el encofrado de forro tipo fenólico reforzado y la ferralla tuvo que colocarse con precisiones más estrictas que en construcciones convencionales de hormigón para asegurar la buena alineación de las patas del arco. Esta pieza se hormigonó a la vez que la laja para evitar tener una junta horizontal en el arranque del pie.

Durante toda la obra se contó con un taller de carpintería que realizaba encofrados a medida para zonas concretas, como la zona interior de los arranques de los pies, forros de encofrados de arco, etc.

El desmontaje de la cimbra es más limitante que el montaje debido a la restricción del espacio por los planos de péndolas ya en carga y la continuidad de trabajos de remates de galerías y acabados del puente. El desmontaje se realiza comenzando por las patas del arco para continuar con las torres que se abatirán hacia el exterior sin poder abandonar la fran-

ja del eje central del puente debido a los planos de péndolas y de forma simétrica, transportando módulos de cimbra cuajada y módulos de torre para agilizar el tiempo de desmontaje.

Para colocar las péndolas se tuvo que abrir un "hueco" de unos 80cm de ancho en el encofrado, por lo que antes del montaje se estudió la modulación

Foto 21: Vista aérea del armado del nudo entre pies inclinados y arco central.

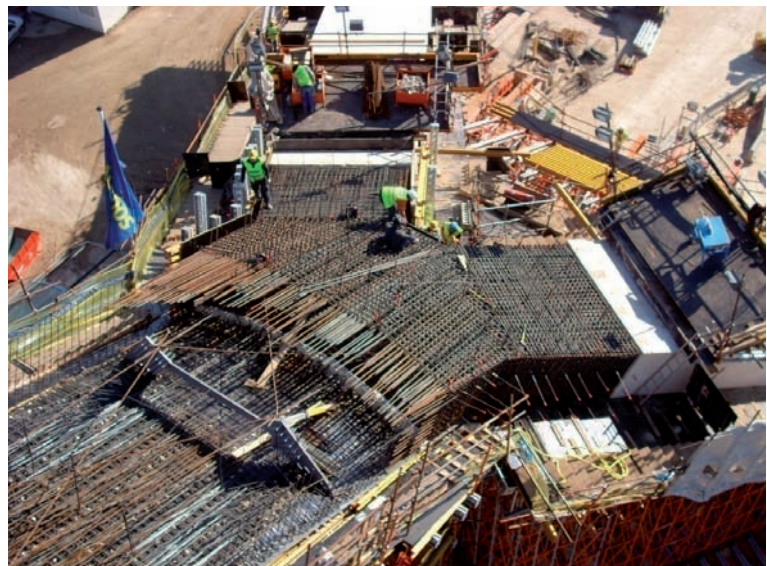




Foto 22: Desenrollado e izado de péndola



Foto 23: Gato y puente de tesado de péndola

de ciertas correas y elementos del encofrado que se verían afectados por la colocación y enhebrado del anclaje superior tipo horquilla de cada péndola. Aun así, en obra se realizó alguna modificación con su cálculo justificativo correspondiente. Además, previamente antes del hormigonado, ya se había realizado un hueco en el fenólico para el paso de los elementos llamados "palastros" que servirían de conexión de la péndola y el arco, diferente para cada uno de los 64 planos de péndolas.

5.6. Colocación y ensayos previos de péndolas

Se colocaron 52 péndolas empleando unos balancines metálicos tipo C para el enhebrado de la hor-

quilla superior, y unos caballetes de enfilamiento metálicos para el emboquillado con el tubo dejado en los tacos del tablero donde se alojaría el anclaje inferior. Mediante un puente de tesado y gatos de 60t se dio una carga mínima (de unas 20t) para hacer poco apreciable el efecto de la catenaria.

Previamente a la expedición de los cables a obra se procedió a ensayar un tirante hasta la rotura en un laboratorio especializado de Alemania. De los resultados de este ensayo se ha podido verificar no sólo la idoneidad de las péndolas, sino que también han permitido obtener las correlaciones carga-deformación necesarias para ser tenidas en cuenta en la instrumentación de cada péndola en la puesta en carga. Para ello se han pegado 8 bandas extensométricas y

Foto 24: Ensayo de tesado antes y después de rotura de cable cerrado de 10.100 kN (teórico).



se ha procedido a dos ciclos de carga y descarga fuerza de trabajo para, finalmente, elevar la tracción hasta rotura, registrando en todo momento la deformación.

5.7. Puesta en carga

La puesta en carga del puente del Tercer Milenio se ha basado en una sucesión de operaciones complejas a lo largo del tiempo. El empuje del tablero ya constituye de por sí una operación complicada pero, por sí solo, lo único que logra es colocar el tablero en su posición final. Desde ese momento hay que sumar una serie de manipulaciones sobre la estructura con objeto de dejarla lista para su uso en las condiciones más adecuadas.

Justo al acabar de empujar el tablero se hacen las labores de ejecución de crecimiento normal del puente. Es decir, se construyen las lajas de amarre, los pies inclinados y el arco, además de una presentación de todas las péndolas en su posición definitiva, aunque sin fuerza de tesado alguna. A partir de ese momento, con el puente ejecutado en todas sus partes (salvo la dovela de clave donde se hallan los gatos de la apertura), es cuando deben hacerse la serie de acciones que, por medio de la aplicación de fuerzas en diversas partes de la estructura, la disponen para recibir las sobrecargas futuras con su configuración estructural definitiva.

A continuación se describen por orden estricto los principales procesos que engloba la puesta en carga:

- 1) Pretensado de lajas de amarre (previo al cierre en clave): Aunque esta operación sería más efectiva si se realizara después de la fase siguiente, por causa de los condicionantes de plazo de la obra fue obligado adelantarla y realizarla en su integridad antes. Se trata del tesado del pretensado oblicuo longitudinal y transversal de las lajas de amarre que preparan a estas para recibir las importantes cargas futuras de tracción a las que harán frente con fisuración despreciable.
- 2) Cierre en clave: consiste simplemente en una mínima aplicación de carga en los gatos de clave a fin de eliminar holguras, resultando a partir de ese momento, que el arco puede ya comportarse como tal, aunque con una articulación en clave materializada por las rótulas esféricas que componen



Foto 25:
Operaciones de tesado del pretensado exterior en el interior de un nervio de borde

parte del sistema de la tuerca de seguridad de los gatos.

- 3) Tesado inicial de péndolas hasta los 200 kN, cuyo objeto es lograr que las péndolas eliminen la mayor parte de su catenaria y que las operaciones siguientes de puesta en carga sean efectivas. Si no se realizara ésta acción la apertura en clave hubiera sido desaprovechada en gran medida, ya que el levantamiento del arco se traduciría en una eliminación de la catenaria de las péndolas, pero sin acompañamiento del tablero al arco.
- 4) Tesado parcial del pretensado exterior: Consiste en el tesado de 2 x 8 tendones de pretensado exterior de 31Ø0,6" dentro de los nervios de borde que quedan así lo bastante comprimidos como para recibir las cargas futuras de la apertura en clave. Es decir, como al aplicar las fuerzas en gatos de clave en la fase siguiente, el puente responde con una fuerza de igual magnitud en el tablero, aunque de signo contrario, debe estar este elemento preparado para recibirla, por lo que, no siendo suficiente la compresión ya existente por la presencia del pretensado interior (tesado antes del empuje), debe ser complementada por la proporcionada por los tendones de pretensado exterior. Se observa que no se aplica el cien por cien del pretensado exterior por dos motivos. El más evidente es que la resistencia del tablero a compresión del hormigón es limitada, por lo que se prefiere dejar parte del tesado para más adelante, cuando la apertura en clave haya reducido esa precompresión. El otro motivo es que comprimir el tablero conduce también a hacerlo con el arco, el cual en su clave tiene continuidad por medio sólo de los gatos; todo ese incremento en compresión hubiera agotado prematuramente a los gatos sin levantamiento eficaz del sistema arco-tablero.

Foto 26:
Colocación de uno de los seis gatos de apertura en clave en su posición final de la dovela de clave.



5) Apertura en clave: es el corazón de la puesta en carga, gracias a la que se consigue el mayor efecto de levantamiento y desapeo de arco y tablero. Se calculó, y se vio finalmente confirmado en la realidad, que al final de esta fase el arco y los pies inclinados se habrían separado en su totalidad del encofrado, restando sólo un tirón final con las

Foto 27: Ajuste manual de la fuerza de seguridad de los gatos de clave



péndolas para el desapeo total del tablero. La fuerza aplicada fue de 20.000 kN por gato, 120.000 kN en total, lo que constituye el 80% de la carga total final.

Esta operación sin precedentes se realizó en 19 escalones y requirió de los siguientes sistemas:

- Fabricación de equipos hidráulicos específicos
- Sistema de instrumentación de péndolas y secciones de arco,
- Sistema de control topográfico con los equipos más precisos hasta el momento.
- **Sistema hidráulico.** Se fabricaron 7 gatos (uno de reserva) de 2000t de capacidad de empuje (ensayados para 3000t), 825mm de diámetros exterior y 350mm de carrera. Para la maniobra se colocaron 6 cilindros de empuje centrados en los chapones de refuerzo (más de 90mm de espesor) diseñados con cunas de apoyo para la fácil colocación de los mismos. Estos chapones se colocaron en las caras frontales de las dovelas de cierre de los semiarcos con los anclajes y refuerzos correspondientes. La maniobra se controló por movimientos de carrera de los 6 gatos agrupados en 3 parejas, de forma sincronizada. Esta sincronización se realizó a través de la central hidráulica de 700b conectada a un cuadro eléctrico que albergaba los elementos de potencia y el sistema de mando automatizado. Este equipo estaba compuesto principalmente por una bomba hidráulica que alimentaba cuatro circuitos individuales (3 estuvieron operativos durante la maniobra). Cada uno de estos circuitos individuales transfería el fluido a dos bloques de pilotaje. Estos bloques mediante una serie de válvulas permitían que los cilindros efectuasen los movimientos. Mediante sensores de posición se conocía en todo momento la carrera de los gatos. Mediante traductores de presión (0-1600b) se conocía la presión que aparecía en la pantalla táctil de la central. Antes de cada escalón de maniobra de apertura, se controlaba mediante introducción de parámetros, la sincronización entre cilindros y la sincronización entre parejas de cilindros, de tal manera que existían alarmas de aviso y alarmas de parada cuando se sobrepasaba algún nivel, por lo que se evitaba cualquier posible descompensación.

La central hidráulica se colocó en clave, próxima a los gatos a 36m de altura desde el tablero. Seis operarios (uno por cilindro) controlaron el "apriete" de tuercas de seguridad.

- **Sistema de instrumentación.** De las 64 péndolas que consta el puente, se colocaron 52 (12 péndolas se colocarían después de la apertura) y se instrumentaron con bandas extensométricas creando puentes de Wheatstone completos. También se instrumentaron varias secciones del arco dejando las bandas embebidas en el hormigón para conocer la tensión tanto en pies, como en zonas medias del arco central, además de las dovelas de clave. También se colocaron en las caras frontales 2 clinómetros para conocer giros en plano vertical. Toda la información de la instrumentación se recogía en un ordenador central colocado en una caseta en el centro de tablero. Esta información se conocía a tiempo real. Asimismo se introdujeron parámetros de aviso y alarma, que se enviaban a la central hidráulica para mejor control de toda la maniobra.

- **Sistema de topografía.** A fin de garantizar el seguimiento permanente del comportamiento geométrico de las dos secciones de la clave durante todas las fases de la apertura, así como los nudos y sección intermedia de arco central se planteó la utilización de un sistema automático de medición que permita la obtención de las medidas necesarias en forma de coordenadas de todos los puntos de control establecidos para cada fase.

Este sistema estuvo formado por cuatro estaciones totales de alta precisión, dotadas de herramientas de autorreconocimiento de los objetivos, mecanismos de autocontrol, mecanismos de auto-orientación y transmisión de los datos recogidos mediante telecomunicación con un ordenador central que procesó la información (junto con el ordenador de la instrumentación). Se colocaron puntos de reconocimiento con prismas en zona de clave, zona intermedia de arco central y zona de nudo de entronque de las patas del arco, de tal forma que cada estación leía 3 prismas más uno auxiliar de "autocorrección".

Con este sistema se pudo conocer movimientos (en eje longitudinal, transversal y en cota) además de combinaciones (apertura, desviaciones en diferentes ejes), así como giros en x, y giros en z casi a tiempo real.

Por otro lado se realizaron inspecciones visuales de posible aparición de fisuras en diferentes partes del tablero y arco, así como capiteles de pilas y apoyos pots. Por otro lado se apoyó la topografía mediante estaciones totales el posible asiento de pilas definitivas.

Esta maniobra se realizó en un día con rotundo éxito. Mediante la aplicación de 12000 t se abrió lo esperado, unos 180 mm, y en z se levantó unos 80 mm.

Después de la apertura, se sigue manteniendo el sistema de instrumentación para el seguimiento de los ajustes finales de tesados de péndolas y desapeos de pilas provisionales.

- 6) Tesado del resto del pretensado exterior: antes de la apertura en clave se había tesado parte del pretensado exterior y es, en este momento, en el que conviene completarlo a fin de que las cargas debidas a las fases siguientes no dañen el tablero. Por tanto, se aplica la fuerza a los 2 x 6 tendones de pretensado exterior de 37Ø0,6". En este momento el tablero ya es capaz de soportar cómodamente todas las operaciones de puesta en carga posteriores.
- 7) Descimbrado de pies inclinados y arco: Se despeja todo el tablero de la cimbra descargando todo lo posible el tablero para facilitar las fases posteriores.
- 8) Desapeo con gatos de la mayoría de las pilas provisionales: Se intercala en el último momento esta fase con el objeto de adelantar en todo lo posible la demolición de las pilas provisionales. En un primer momento se tenía previsto usar el sistema de desapeo con gatos de sólo la pila provisional más cercana a la definitiva ya que la acción de las péndolas no es suficiente para levantar todo el peso que recae sobre esa pila provisional. Finalmente se extiende el sistema a todas las pilas provisionales ya que el sistema de desapeo con las péndolas es mucho más lento y los plazos eran fijos y limitados.
- 9) El sistema consiste en colocar gatos junto a los apoyos y se accionarlos para levantar el tablero mínimamente. Así se puede desmontar y desalojar el propio apoyo. A continuación se desciende el tablero hasta el punto que requiera quedando así libre de coacciones verticales.
- 10) Fases de tesado de péndolas: Aunque con la fase anterior se desapean casi todas las pilas provisionales, no permite lograr la geometría final, ligeramente convexa, propia del tablero que lo prepare

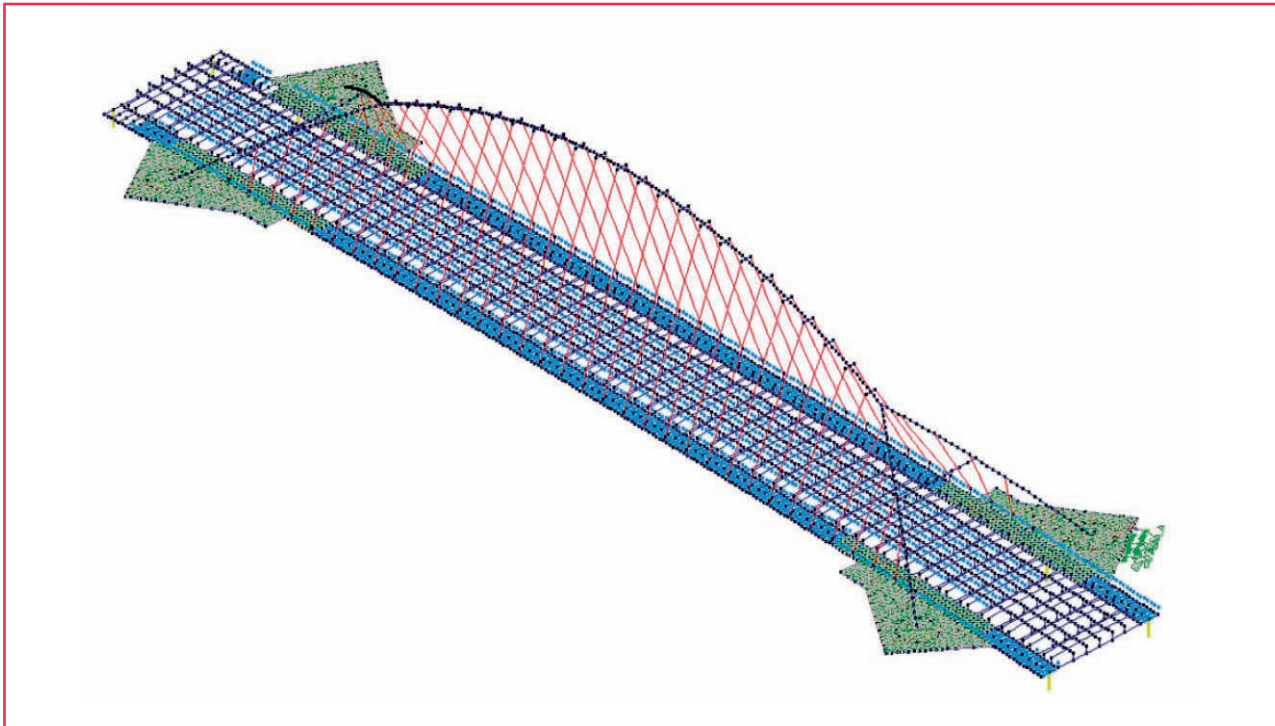


Foto 28: Vista de uno de los modelos globales del puente, en este caso en su fase constructiva final.

además para recibir la carga muerta y las sobrecargas futuras. Por eso se realizan 32 fases de tesado de péndolas consistente, cada una de ellas, en el tesado de las cuatro péndolas simétricas de manera simultánea y equivalente. Mientras algunas péndolas se tesan una sola vez hay otras que deben tesar en tres veces a fin de controlar cuatro hechos distintos: no sobrepasar la resistencia de la péndolas, no destesar a menos de 200 kN las péndolas adyacentes, no dañar el tablero y no fisurar el arco.

A medida que se avanza en las 32 fases de tesado de las péndolas el tablero alcanza su rasante definitiva y se descargan progresivamente las dos únicas pilas provisionales que restan por desaparecer, es decir, aquellas que se hallan más cercanas a las pilas definitivas, aunque sin llegar a la descarga total.

- 11) Desapeo con gatos de las pilas provisionales cercanas a las definitivas: se requiere, para eliminar estas pilas, la colaboración de gatos que levanten el tablero, ya que se encuentran en la zona de influencia de las lajas de amarre. En resumen, las péndolas no tienen capacidad suficiente para levantar el tablero en esa zona sin agotarse ellas mismas o sin provocar momentos flectores inadmisibles en el arco o en el tablero. Por eso debe recurrirse a gatos auxiliares para proceder a retirar los apoyos.

Aunque se ha explicado de forma esquemática el procedimiento usado para la puesta en carga se han omitido detalles que, por interferencias entre elementos y el corto plazo, han complicado todo el proceso y han exigido un mayor esfuerzo de cálculo para valorar los riesgos. Entre estos condicionantes el más importante es que no fue posible colocar 3 de las 4 péndolas que van a cada pie inclinado hasta la fase 13 (de 32) de tesado de péndolas. Es decir, desde la apertura en clave, en que el axil alcanzado en clave fue de 120.000 kN, hasta la fase 13 de tesado cuyo axil fue cercano a los 150.000 kN, se realizaron sin tener los pies inclinados amarrados en sentido vertical con las péndolas. Se comprobó la posibilidad de pandeo con los modelos globales de la estructura que tienen en cuenta la rigidez de todos los elementos influyentes y se estimó que no llegaba a ser limitante.

Por las mismas razones hubo de retrasarse el hormigonado de la clave del arco también hasta prácticamente la fase 13 de tesado de péndolas. Eso quiere decir que los gatos recibieron una de 25.000 kN por unidad con el agravante de que la tuerca de seguridad era de tipo esférico, por lo que las rotaciones de eje horizontal en la clave del arco estaban permitidas. Antes de aceptar esa sobrecarga se comprobó que el pandeo del arco en el entorno de esta rótula de clave era el que daba un autovalor más bajo, de

4.65, con características del hormigón del puente sin reducir por fluencia ya que la carga puede considerarse instantánea, por lo que se puede considerar que el mayor riesgo de pandeo del arco ocurrió en esa fase constructiva que desapareció al cabo de unos días. Cabe decir que si la carga se hubiese mantenido a lo largo del tiempo hubiera sido necesario tener en cuenta el efecto de la fluencia y el riesgo de pandeo hubiera sido muy probablemente inadmisibles.

El cálculo teórico previo de todas estas fases no puede hacerse por medio de combinación lineal directa, ya que cualquiera de las fases supone un cambio dentro de la estructura o en sus vinculaciones exteriores, es decir, se añaden péndolas a la estructura, van desapareciendo apoyos provisionales, se hormigona la rótula de clave o se despega el arco de su cimbra de forma progresiva. Existe además otro efecto claramente no lineal, se trata de la desaparición de la catenaria de las péndolas a medida que aumenta su tracción; en la representación de las fases se ha despreciado este efecto a partir del tesado inicial de 200 kN, ya que con la teoría clásica de la catenaria se comprobó que se eliminaba suficiente porcentaje como para poder considerar las péndolas con comportamiento lineal a partir de ese momento.

6. Epílogo

En un plano técnico el puente del Tercer Milenio suma al acervo de la ingeniería varias innovaciones tecnológicas, en materiales y sistemas constructivos:

- Tipología, arco atirantado por el tablero totalmente en hormigón, que se lleva al límite en tamaño y esbeltez.
- Hormigón autocompactable y de alta resistencia que, además, es de color blanco, con formulaciones variadas para ser trabajable en condiciones climáticas de calor y frío.
- Una cuantía de armado y pretensado excepcionalmente alta que obliga a procedimientos de posicionamiento y prefabricación y control de calidad exigentes.
- Empuje del tablero de 33 m de anchura y 20.000 tn de peso sobre superficies curvas e inclinadas.
- Cimbrado del arco sobre el mismo tablero.
- Apertura en clave hasta un valor de 12.000 tn.
- Puesta en carga combinando pretensado exterior, apertura en clave, tesado de tirantes y desapeo con gatos.

Todas estas características, que por sí solas convierten un puente normal en una estructura a señalar, dan argumentos para decir que, estando reunidos en una sola estructura, la convierten en excepcional.

Por otro lado, la concepción, el proyecto y la construcción de este puente tan al límite ha supuesto un avance y un reto. La colaboración sincera y el esfuerzo real de mucha gente, técnicos y profesionales, que han desarrollado unos conocimientos y habilidades que a buen seguro pondrán en práctica en otros proyectos y obras las cuales se verán, sin duda, beneficiadas de que un personal joven y en tanta cantidad haya entendido el arduo camino de la ingeniería creativa. ♦