EL PUENTE DEL TERCER MILENIO: RETOS EN EL DISEÑO DE PUENTES DESDE LA PERSPECTIVA DE LA INGENIERÍA CREATIVA. (I) GÉNESIS DE FORMAS

Juan José ARENAS DE PABLO

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Presidente

jjarenas@arenasing.com

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL

Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Director Técnico

gcapellan@arenasing.com

Héctor BEADE PEREDA

Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Coordinador de Proyectos

hbeade@arenasing.com

Javier MARTÍNEZ APARICIO

Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Coordinador de I+D+i

jmartinez@arenasing.com

Resumen

En la concepción de puentes, como en otros procesos creativos, existe una génesis de formas cuyo planteamiento y desarrollo exige el uso de herramientas mentales y conocimientos adquiridos de manera teórica y experimental. El Ingeniero de Puentes debe afrontar este proceso con el completo conocimiento del problema a resolver, con la maduración de la resistencia de materiales usada con sensibilidad, con el empleo de los recursos geométricos con soltura, con el bagaje de lo aprendido en el devenir de sus puentes y los de otros, así como con su conocimiento acumulado sobre la arquitectura y la cultura en general. En ese contexto, creemos que los nuevos retos del diseño de puentes son los de dar el siguiente y necesario paso como suma de todo lo anterior, volviendo a la vez al origen como punto de referencia. Lejos de eclecticismos, excursiones y modas, el Puente del Tercer Milenio pretende responder al reto de diseñar un puente adecuado a la función que ha de prestar, al lugar en el que se localiza, con imagen que, gracias a su orden, armonía y belleza sea tan durable en el tiempo como se pretende que lo sea la propia estructura. Tratamos de responder a todo este reto desde la perspectiva de la Ingeniería Creativa, de una Arquitectura Estructural basada en líneas de verdad.

Palabras Clave: Diseño, estática, estética, ética, arquitectura estructural, puente arco laminar de tablero inferior

1. Introducción

El Puente del Tercer Milenio, puente arco atirantado por un tablero inferior (bow-string), construido casi íntegramente en hormigón blanco de alta resistencia y con un ancho tipo de tablero de 43 m y 216 m de luz principal (con lo que pasa a ser el puente de hormigón de mayor luz construido hasta la fecha con esta tipología estructural), se ha convertido en una pieza básica en la trama urbana de Zaragoza por múltiples razones:

1) Constituye la gran puerta de entrada que recibe a las aguas del Ebro en la capital de Aragón
2) Da respuesta a la gran demanda de un cruce para tráfico rodado que había en la zona oeste de la ciudad, con un gran crecimiento de población en su margen izquierda en los últimos veinte años, que no se ha visto acompañado por construcción de nuevos puentes en esa zona. Este hecho obligaba a los habitantes de la zona oeste de la margen izquierda, a desplazarse hacia el este de la ciudad para cruzar el río.
3) Cierra el tercer cinturón de circunvalación de la ciudad, descongestionando el tráfico de su zona centro.
4) Garantiza a los habitantes de la margen izquierda un rápido acceso a la estación intermodal de Delicias (de tren de alta velocidad y autobuses) y al nuevo aeropuerto.

5) Se convierte en el principal acceso rodado al recinto en el que se ha celebrado este verano la Exposición Internacional Expo2008. Este recinto está llamado a convertirse en un espacio fundamental para la ciudad como parque empresarial, como lugar de esparcimiento por la presencia del Parque Metropolitano, nuevo pulmón verde de la ciudad y como gran complejo cultural, al albergar el nuevo Palacio de Congresos, las nuevas sedes sociales de las grandes Cajas de Ahorros de la ciudad (la Cai en la Torre del Agua e Ibercaja en el Pabellón-Puente), el nuevo acuario, etc.

Fig. 1 Contexto de ubicación del Puente del Tercer Milenio

En la Fig. 1 se observa en una imagen aérea la localización del puente y su relación con la ciudad, el recinto Expo, la estación Intermodal de Delicias, el Parque Metropolitano y el tercer cinturón de circunvalación.

La génesis de este puente parte del concepto que desarrollamos en el Puente de la Barqueta de Sevilla para el acceso de la Expo'92. Ambos puentes responden al mismo tipo estructural creado para esa ocasión, un puente arco atirantado por el tablero (*bow-string*) en el que el arco central se divide en dos pies inclinados en ambos extremos creando sendos pórticos de entrada en forma de A. Aunque ambos puentes se relacionan formalmente en algunos de sus elementos, la mayor escala y dimensiones del Puente del Tercer Milenio, su muy distinta ubicación en el entorno y las formas de ambos puentes más allá de su geometría básica, íntimamente relacionadas con los materiales que los constituyen (Barqueta en acero y Puente del Tercer Milenio en hormigón), hacen que estemos ante un puente muy diferente, de una mucho mayor complejidad y con valores estéticos creemos que superiores (Fig. 2).

El arco de este nuevo puente es muy esbelto y ancho, casi una cinta que, unido a las formas curvas continuas de los pies, configuran prácticamente una bóveda. El carácter tridimensional del Puente del Tercer Milenio se manifiesta mucho más que en el Puente de la Barqueta, ya que la disposición de los cables pasa del centro a los extremos del tablero, creando superficies laterales que encierran el volumen.

Fig. 2 A la izquierda Puente de la Barqueta (Sevilla). A la derecha Puente del Tercer Milenio (Zaragoza)

La forma del puente acaba por configurar el mejor y menos tortuoso camino de las cargas hacia sus arranques, las líneas de verdad, las necesarias. Así, el paso dado mejora y optimiza las tipologías originales y añade novedad a la forma del conjunto respecto a otros puentes previos. Esto se ha conseguido mediante una ordenación superior de los elementos que integran el puente y gracias al empleo intensivo de las herramientas de ingeniería (creativa) y de los nuevos materiales. Es, en suma, un puente cuya forma resulta de llevar al límite los materiales y sistemas constructivos conocidos, generándose de este modo nuevas formas, todo ello sin perder el objetivo de que la obra cree su propia verdad, aquella sólo relacionada con la materialización concreta del puente en este lugar (Fig. 3).

Fig. 3 Imagen de alzado del puente en la que se aprecia su extrema esbeltez

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 denominamos 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.

2. Los puentes de Zaragoza antes del Puente del Tercer Milenio

Desde los comienzos de la existencia de Zaragoza, surgió la necesidad de cruzar el Ebro, el río más caudaloso de España. Fueron los romanos los que superaron este reto y llegaron a comunicar los Pirineos y las Galias con un puente que se localizaba donde hoy se ubica el puente de piedra de la época medieval. La explosión demográfica del siglo XX precisó ampliar la ciudad por el norte y dio lugar a la numerosa cantidad de puentes de diversa tipología que existen en la actualidad y que caracterizan a una ciudad que se siente integrada y convive en plena armonía y ayuda mutua con el río, al que probablemente debe su propia existencia.

Fig. 4 El Puente del Tercer Milenio y su relación con la ciudad y los puentes existentes antes de su construcción

Siete de estos puentes fueron construidos previamente al inicio de la construcción del Puente del Tercer Milenio (la Pasarela del Voluntariado y el Pabellón-Puente iniciaron sus obras posteriormente): el Puente de Piedra, un puente arco medieval con origen romano (finalizado en 1437, A en Fig. 4); el Puente de Hierro o de Nuestra Señora del Pilar, una celosía de canto variable con cordón superior curvo (1895, B en Fig. 4), el Puente de Santiago, un doble puente pórtico con intradós curvo (1965, C en Fig. 4); el Puente de la Almozara, un puente viga multivano (originalmente ferroviario, finalizado en 1880, pero remodelado y ampliado como puente de carretera en 1987, empleando algunos

elementos de la estructura original, D en Fig. 4); el Puente de la Unión, un puente cajón de canto variable con intradós curvo (1989, E en Fig. 4); el Puente Giménez Abad, un puente arco atirantado por el tablero (2002, F en Fig. 4) y un puente para tren de Velocidad Alta con tipología en su vano principal de arco atirantado por un tablero en celosía (2002, reemplazando un puente ferroviario de 1969, G en Fig. 4).

Como se puede observar, si exceptuamos el Puente de la Almozara, el conjunto de los Puentes de Zaragoza anteriores al diseño del Puente del Tercer Milenio, tienen una línea de diseño común: son puentes arco o su estructura principal contiene arcos o formas curvas. Este hecho, aunque no obliga a proyectar un puente arco, no puede ser obviado si se pretende diseñar un puente adecuado al lugar en el que se localiza.

3. El bagaje de lo aprendido con los puentes propios y los de otros

El bagaje de lo aprendido en el devenir de los puentes que una firma proyecta es fundamental para, en el reto del diseño de puentes desde el punto de vista de la ingeniería creativa, dar el siguiente y necesario paso sustentándonos en la suma de todo lo anterior, sin olvidar el origen como punto de referencia.

El diseño del Puente del Tercer Milenio es resultado de un gran paso adelante en muchos aspectos, pero sustentado en toda una trayectoria profesional dedicada al proyecto de puentes que aúnen orden, armonía y belleza, y que ha sido especialmente fiel a la tipología de puentes arco. En la Fig. 5 se muestran nueve puentes propios, seis construidos y tres diseños vencedores en concursos y pendientes de ser construidos.

Fig. 5: De izquierda a derecha y de arriba a abajo: Puente de la Barqueta (Sevilla), Puente de Oblatas (Pamplona), Puente de la Regenta (Asturias), Puente del Barrial (Madrid), Puente de Morlans (San Sebastián), Puentes de Hoznayo-Villaverde (Cantabria), 5º Puente sobre el río Ebro en Logroño (La Rioja), Puente del Congreso sobre el río Tiber (Roma, Italia), Puente sobre el río Coega (Port Elizabeth, Sudáfrica)

El Puente del Tercer Milenio, el mayor y más complejo de todos, presenta, como paso adelante desde la base de lo interiorizado en trabajos anteriores, algun punto en común con todos ellos: es un arco atirantado por el tablero como Barqueta, Oblatas, Barrial, Hoznayo-Villaverde, Roma y Sudáfrica. Su arco es laminar como Oblatas, Morlans, Hoznayo-Villaverde, Logroño y Sudáfrica. Se ha construido en hormigón como la Regenta, Morlans y Oblatas, y al igual que en estos tres casos, se ha puesto en carga mediante el procedimiento de apertura en clave.

Con el Puente de la Barqueta comparte algo más, como ya se ha mencionado, que es la tipología estructural que ideamos para aquel. En ese momento contribuimos a dar un giro importante en el diseño de puentes, al explotar su hasta entonces poco desarrollada tercera dimensión, creando un espacio humano sobre el tablero del puente que nace de sus pórticos triangulares de entrada. En este caso, con unas dimensiones de 216 m de luz principal y 45 m de

anchura de tablero frente a los 168 m de luz principal y 21 m de anchura del Puente de la Barqueta, habiéndolo diseñado casi íntegramente en hormigón frente a la estructura metálica de aquel, y habiendo diseñado y empleado procedimientos constructivos mucho más complejos, creemos haber contribuido a un giro importante en la ingeniería de puentes.

Con el Puente de Oblatas, aunque sólo tiene 60 m de luz, también comparte algo más que con los demás, que es el hecho de haber diseñado un puente arco de tablero inferior en hormigón. En los puentes con arcos laminares, la relación de rigideces entre arco y tablero hace que todas las cargas, incluso las que se distribuyen de una forma no uniforme en el tablero, lleguen al arco con una distribución que sensiblemente sí lo es, lo que permite su funcionamiento como estructura antifunicular, sin asumir flexiones significativas y permitiendo emplear cantos muy reducidos, gracias al óptimo funcionamiento estructural.

Fig. 6 Puente de Schwandbach (Suiza) de Robert Maillart (1933)

Esta tipología, ideada por el maestro suizo Robert Maillart a principios del siglo XX, ha sido ampliamente utilizada en puentes con tablero superior (ver Fig. 6), siendo nuestro propio Puente de Morlans un ejemplo (también es un ejemplo de aplicación en los diseños propios del bagaje de lo aprendido con los puentes que otros diseñan y proyectan).

Sin embargo, el Puente de Oblatas es uno de los pocos ejemplos en los que se ha empleado un arco laminar de hormigón en un puente de tablero inferior. Solemos decir que el Puente del Tercer Milenio ha venido precedido por dos prototipos a escala menor, el Puente de la Barqueta y el Puente de Oblatas, a los que ha superado ampliamente no sólo en tamaño.

4. El diseño del puente

4.1 Condicionantes de diseño

El diseño básico del Puente del Tercer Milenio responde, como todo puente adecuadamente concebido, a una serie de condicionantes de tipo hidráulico, geotécnico, funcional, económico y estético.

Fig. 7 Meandros descritos por el Ebro a su paso por Zaragoza

El puente sobrevuela el río Ebro en una zona compleja desde el punto de vista hidráulico y geológico, como es el meandro de Ranillas. Como en todo meandro, el agua circula más rápidamente en las zonas interiores de las curvas, tendiendo a erosionar el lecho y más lentamente en las zonas exteriores, en las que se tiende a producir sedimentación. Esta combinación de fenómenos hace que lo que comienza como una leve curva tienda a pasar a ser una curva cada vez más sinuosa, pudiendo llegarse al extremo de que se encuentren las caras laterales del meandro, acortando el río el camino y formándose un *lago de herradura* o, en su denominación aragonesa, *galacho*. El río Ebro describe meandros antes de su paso por Zaragoza (incluso existe un lago en herradura el galacho de Juslibol), siendo el de Ranillas el último de ellos. A continuación pasa a tener un cauce sensiblemente recto al atravesar la ciudad y vuelve a describir meandros tras abandonarla (Ver Fig. 7).

Por otro lado, cuando se dispone un elemento duro en el lecho que modifica el flujo natural de un río, como puede ser la pila de un puente, se produce una erosión local en esa zona, que se añade a la erosión global del lecho fruto de la normal actividad del río cuando aumentan los caudales por encima de uno determinado valor.

La margen izquierda del Ebro en el emplazamiento del Puente del Tercer Milenio, la que se corresponde con la zona de terreno abrazada por el meando (que se ha formado por sucesivos procesos de sedimentación) y en la que se

encuentra el recinto Expo, tiene una cota de terreno menor que la de la margen derecha. Esto hace que cuando los caudales del río suben en la época de lluvias, esta margen se inunde, con las consiguientes afecciones a los edificios y urbanizaciones en ella situados. El hecho de situar obstáculos al flujo en el cauce natural de un río, como nuevamente puede ser la pila de un puente, provoca una subida de la cota de la lámina de agua antes de llegar al obstáculo que provocaría inundaciones mayores en la margen izquierda para un mismo caudal.

A la vista de todo esto, se puede decir que 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 llevan a plantear un puente que salve el cauce en un único vano (a diferencia del muchos de los demás 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. Así, ha sido necesario plantear una luz tan importante como 216 metros entre ejes de pilas, lo que lleva a proyectar un gran puente, que es conveniente que tenga una disposición en planta sensiblemente ortogonal al cauce del río.

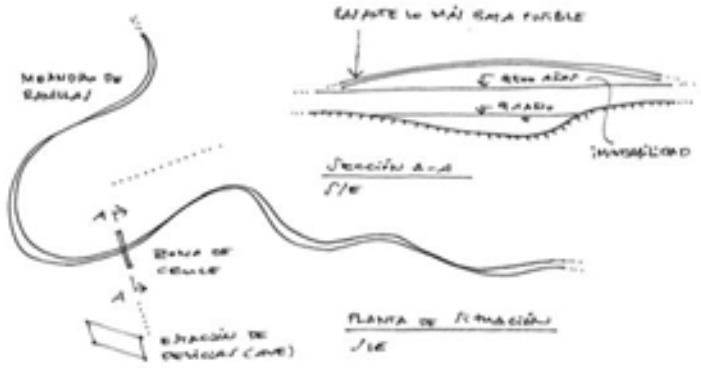


Fig. 8 Condicionantes para encaje de planta y de rasante de tablero

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

Por otro lado, pensando en facilitar el acceso al puente desde las márgenes, evitando dividirlas con largas rampas de aproximación (condicionante funcional), 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 principal deberá estar por encima de él (Ver Fig. 8).

4.2 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 (Ver Fig. 9).

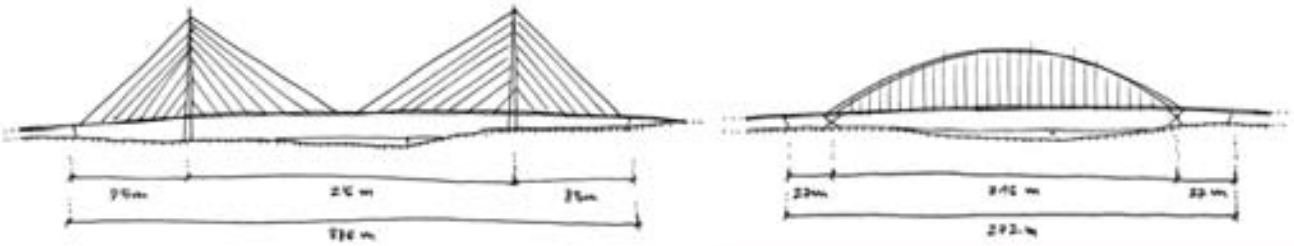


Fig. 9 Puente atirantado (izquierda) frente a puente arco atirantado por el tablero (derecha), para salvar la misma luz principal

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.

4.3 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 y no en acero, 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, más en relación con los paisajes secos y terrosos de la región. 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.

4.4 La superación del esquema estructural racional

En los puntos previos hemos explicado el por qué de la luz del puente, de su tipología estructural y del material que lo constituye. Se puede decir que hemos definido claramente un esquema estructural racional y un material. Muchos podrían pensar que, llegado este punto, hemos definido un puente. Es aquí cuando, desde la perspectiva de la Ingeniería Creativa, se puede superar ese puente, dar un paso más allá para crear otros que se adentran en el terreno de lo arquitectónico, lo artístico, casi lo escultural. Todo ello sin renunciar a la función, al lugar y al esquema estructural racional.

Este paso no se consigue sin un espíritu constante de superación y una preocupación por el cuidado de los detalles como parte fundamental del todo. El Puente del Tercer Milenio, cuya larga historia arranca en 1991 con el encargo, por parte del Ayuntamiento de Zaragoza, del anteproyecto de dos puentes para el cierre del tercer cinturón de circunvalación de la ciudad (uno de ellos no construido), es un ejemplo de lo que exponemos. En las distintas adaptaciones de la solución que se han realizado desde esa fecha hasta hoy, que han sido exclusivamente impulsadas por las ansias de alcanzar un diseño superior por parte del equipo proyectista, cada diseño mejora al anterior y aumenta significativamente la calidad de los detalles.

En la Fig. 10 se observa una fotografía de la maqueta del anteproyecto original de 1991 frente al puente construido. En la Fig. 11 una comparativa entre la sección transversal por el vano de acceso del puente de 1991 y el proyectado en 2002 (y finalmente construido). En la Fig. 12 se puede observar la evolución del diseño a lo largo de los años.

Fig. 10 Maqueta del anteproyecto de 1991 (izquierda) frente al puente realmente construido entre 2005 y 2008 (derecha)

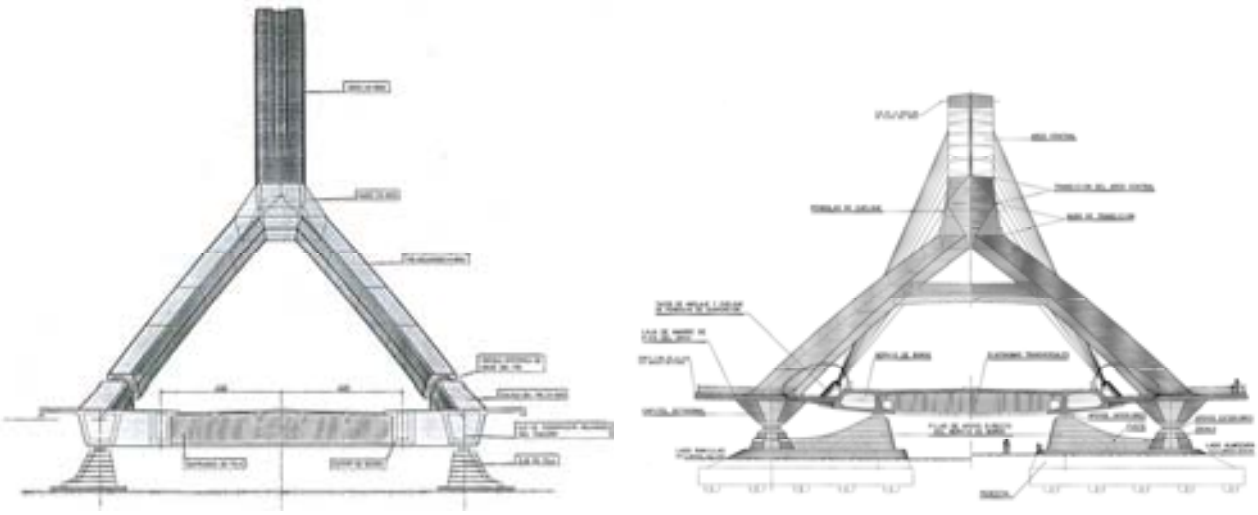


Fig. 11 Sección por vano de acceso del diseño de 1991 (izquierda) frente a la del puente construido (derecha), a la misma escala.

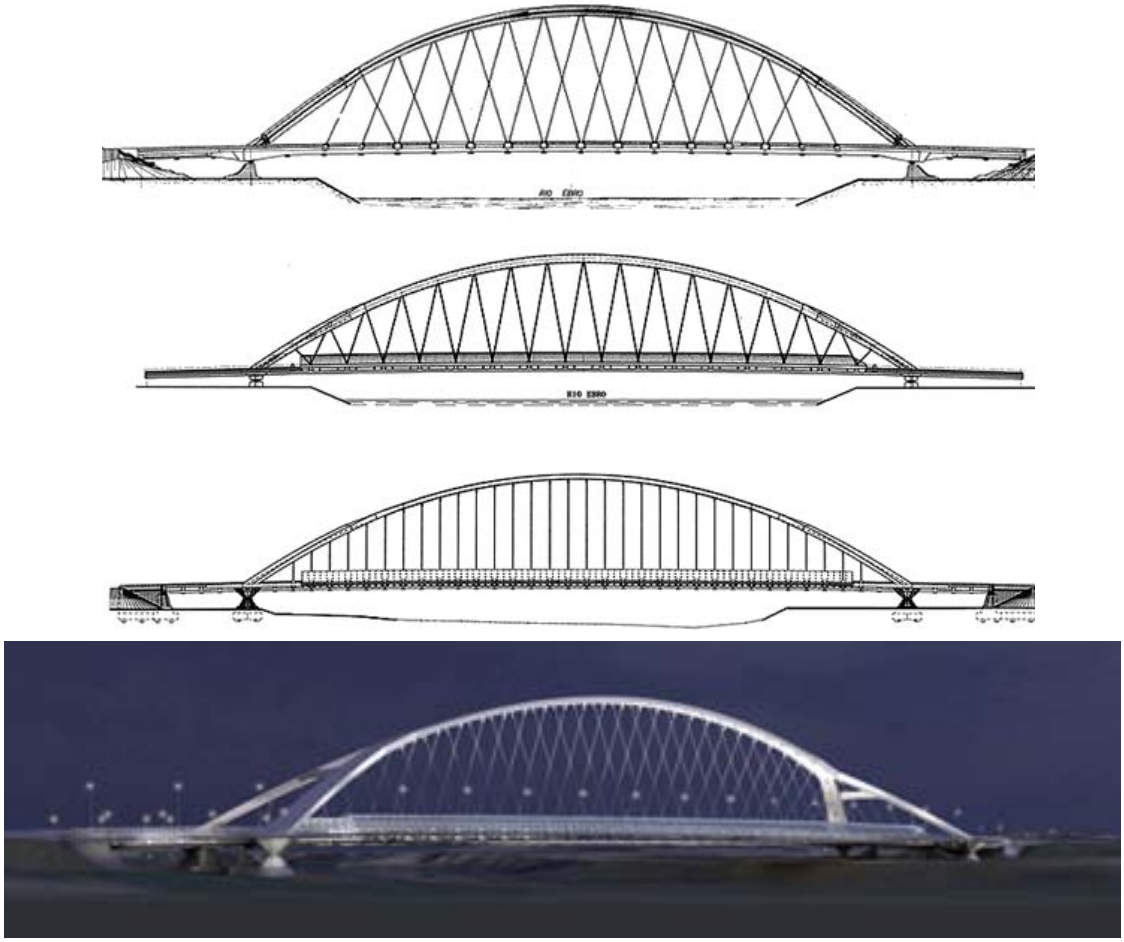


Fig. 12 Evolución del alzado del puente a lo largo de los años.

La preocupación por el cuidado de los detalles como parte fundamental del todo se puede apreciar en el diseño de los estribos y las pilas del puente, en la solución adoptada para el tablero, en el diseño de las plazas que son las lajas de amarre entre pies inclinados y tablero, en el diseño de las zonas peatonales (acristaladas para proteger a los paseantes de la lluvia y, sobre todo, del viento y con pavimento de madera, en busca de una mayor calidez), en el diseño del nudo de transición del arco y los pies inclinados, y hasta en la previsión y diseño de un carrito móvil para la limpieza y mantenimeinto de los cristales de la galería y su estructura metálica (ver Fig. 13).

Fig. 13 De izquierda a derecha y de arriba a abajo,estribo de margen izquierda, detalle del nudo de transición entre arco y pies inclinados, galerías peatonales acristaladas y vista del espacio tridimensional creado en el interior del puente.

5. Epílogo. Estática, Estética, Ética y Arquitectura Estructural.

Hablando de las consecuencias de las grandes obras públicas, en especial las de los puentes, en el bienestar y en la calidad de vida de la gente, solemos hablar de los valores estáticos, estéticos y éticos distribuidos en lo que puede llamarse Modelo de los Tres Pisos, asimilable a una tarta de tres alturas. Sólo la superación de un examen de reválida en los tres niveles por parte de un puente determinado, permite considerarlo como perteneciente al distinguido círculo de los puentes realmente buenos.

Cada puente tiene su mejor o peor relación con los tres niveles de la tarta. En la base del modelo mora la Estática, que es la ciencia del equilibrio de fuerzas, de los esfuerzos y tensiones internas en el material de la obra. La Estática de un puente determinado debe ofrecer estabilidad, así como resistencia suficiente para que todas y cada una de sus partes no sufran ni siquiera daños que, en una estructura de hormigón, se traducen por micro fisuras en cualquiera de sus superficies ofrecidas al aire. La Estática tiene también que ver con las vibraciones mal amortiguadas que inducen en el

puente movimientos no deseados, en ocasiones del todo inaceptables para los paseantes que se mueven sobre él. Este nivel de la tarta se centra en las grandes exigencias estructurales.

Estar en buena relación con el piso de la Estática presupone:

1) Que hemos adoptado un diseño básico de puente bien elegido en relación con sus luces, el terreno de cimentación y el procedimiento constructivo, componiendo este último un aspecto esencial del Proyecto.
2) Que las dimensiones que se han dado a las diferentes partes de la obra son suficientes para resistir los máximos esfuerzos internos, al mismo tiempo que, para no excedernos innecesariamente en las mediciones de material, las tensiones resultantes no son mucho menores que su valor máximo admisible.

Parece claro que de nada vale una Estética magnífica si la Estática (primer piso de la tarta) falla, es decir, si la resistencia de una parte del puente resulta insuficiente para los esfuerzos que hay que soportar. El Modelo de los Tres Pisos nos permite razonar en el sentido de que forzar la obra para alcanzar un mayor valor estético significa seguramente exigir mayor resistencia en el plano de la Estática. Y entre las posturas equivocadas está la de despreciar el problema Estático, añadiendo en ocasiones el gusto por el retorcimiento artificial de esa estructura. Esto es una fuente de costo añadido a la obra y ya, cuando en un proyecto concreto esos aspectos estructurales se desprecian considerándolos trabajo de tercer nivel, es fácil caer en la insuficiencia del nivel básico. También en un puente, a la postre, nada satisfactorio.

Lo mismo ocurre cuando, buscando el éxito mediático, se concibe un puente llamativo para portada de revista, pero nada lógico, donde se llega a geometrías poco eficientes en el plano estructural y, a veces, absurdas. Es el conocido juego de aumentar la luz necesaria para elevar el valor del puente como pieza emblemática de su emplazamiento, o la postura de complicar innecesariamente la organización de la estructura, haciendo de modo artificial más difícil la solución del problema estructural.

En el caso del Puente del Tercer Milenio, se puede decir que siendo fruto de una profunda preocupación por la Estética, en cuanto a Estática, es una construcción de alto valor. El arco volador no es, a diferencia de lo que se ve cada vez con más frecuencia en otros puentes, un adorno de la estructura sino la pieza esencial por la que viajan las cargas del tablero a los apoyos.

Del tercer piso de la tarta, la Ética, resulta delicado hablar. La ética es la ciencia del bien, y que un nuevo puente haga el bien entre sus usuarios y colindantes, mejore su vida y embellezca el entorno, es algo que nadie como ellos mismos pueden juzgar. Tan sólo diremos que los tres pisos nos recuerdan que la Ética descansa obligatoriamente sobre las bases de la Estática y de la Estética. Significando que un puente feo, pobre, con paramentos rápidamente envejecidos no cumple ninguna de las condiciones mínimas para resultar aceptable como nueva pieza del espacio común tridimensional en el que vivimos los hombres. En el Puente del Milenio los peatones se ven protegidos en toda la zona central del puente por un cerramiento de cristal, lo que permite cruzar el Ebro en buenas condiciones de confort, que nada tienen ya que ver con hacerlo sin protección un día de cierzo helador. Planteamientos como éste alimentan el tercer piso de la tarta, elevando el sentido socialmente Ético de la obra construida.

Aunque, por supuesto, la Ética abarca a toda la actuación humana. Llegamos a pensar que la Ética de un puente tiene siempre bastante que ver con el nivel de autoexigencia Ética de la persona que lo concibe. Especial atención debe prestarse al valor básico que es la veracidad. Veracidad y falsedad son aquí los valores esenciales, del todo imputables al ingeniero que lo proyecta. La veracidad consiste en que lo que se construya sea de verdad lo que parece y parezca realmente lo que es. La falsedad es exactamente lo contrario. Entre las mejores tradiciones de las escuelas de ingeniería de caminos europeas, la del respeto a la verdad en lo que se proyecta ha estado siempre presente. De algún modo, al proyectar construcciones que son pura osamenta, muchos ingenieros hemos defendido la desnudez de esa estructura como la verdad de la misma.

En estas bases se fundamenta lo que denominamos Arquitectura Estructural (AE), que es el punto de referencia para todos los trabajos que realiza nuestra firma. Se puede definir AE como el arte de concebir y organizar construcciones de ingeniería de modo tal que alcancen niveles máximos tanto de funcionalidad resistente como de expresividad formal. La autenticidad y el sentido estructural de esas formas y el cuidado en los detalles son condiciones inexcusables para que una construcción civil pueda ser considerada AE. Precisamente, porque la AE ha de basarse en la puesta en valor de los mecanismos resistentes, la formación intelectual del ingeniero resulta imprescindible para practicarla. El sentido final de la AE es integrar el trabajo de los ingenieros en la cultura humanista de la búsqueda de la verdad y la belleza, insertándolo en la gran corriente paisajista y ecologista de nuestros días. El respeto a la verdad impide que la AE conduzca a proyectos fantásticos o a construcciones forzadas e innecesariamente llamativas. La AE exige, sin duda, un esfuerzo de proyecto muy superior al de un trabajo de rutina, pero, al revés, la ejecución de proyectos desarrollados con ese espíritu no necesita ser más costosa que la de trabajos vulgares y carentes de cualquier espíritu de superación.

EL PUENTE DEL TERCER MILENIO: RETOS EN EL DISEÑO DE PUENTES DESDE LA PERSPECTIVA DE LA INGENIERÍA CREATIVA. (II) DESARROLLO

Juan José ARENAS DE PABLO
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Presidente
jjarenas@arenasing.com

Guillermo CAPELLÁN MIGUEL
Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Director Técnico
gcapellan@arenasing.com

Héctor BEADE PEREDA
Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Coordinador de Proyectos
hbeade@arenasing.com

Ángel ORTEGA ARIAS
Ingeniero de Caminos
DRAGADOS
Asesoría Técnica
aortegaa@dragados.com

Javier MARTÍNEZ APARICIO
Ingeniero de Caminos
ARENAS & ASOCIADOS
Coordinador de I+D+i
jmartinez@arenasing.com

Resumen

El desarrollo de los planteamientos conceptuales y las formas generadas en el diseño del Puente del Tercer Milenio han supuesto un enorme reto de ingeniería. La puesta en práctica de los conceptos enunciados en el primero de los artículos de esta serie y el establecimiento de unos principios de calidad estética que debían mantenerse, han guiado todo el desarrollo de los trabajos, con el fin de no desviarnos sensiblemente del objetivo de diseñar, proyectar y construir un puente-símbolo. La complejidad de las formas a construir, las interferencias y nudos generados para resolver de forma continua la transición de elementos y su síntesis en un proyecto real que incluyese todos los detalles y procesos constructivos, han supuesto un impresionante trabajo de ingeniería. La utilización intensiva de elementos prefabricados en obra y hormigones de altas prestaciones en un puente sin juntas, resuelto íntegramente en hormigón armado y pretensado blanco, combinado con el uso de procedimientos de empuje y cimbra fuera de las escalas habituales, convierten su ejecución en verdaderamente singular.

Palabras Clave: Diseño, arquitectura estructural, puente arco laminar atirantado por el tablero, hormigón blanco autocompactante de alta resistencia, pretensado exterior, apertura en clave

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 Expo2008.

2) Sus dimensiones, con 270 m de longitud, luz principal de 216 m, 36 m de altura del arco sobre el tablero 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 Expo2008.

4) La calidad de su diseño estructural, llevando la esbeltez del arco al límite, gracias a un óptimo reparto de rigideces entre éste 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 hecho de haber llevado el tamaño y esbeltez del puente hasta el límite que conocíamos ha exigido un enorme esfuerzo; de una parte a nuestra firma, a Arenas & Asociados S.L.P. en el diseño, cálculo y seguimiento de ejecución (este último punto en colaboración con Sers S.A.) y de otro lado al contratista, Dragados S.A., para su construcción, con el uso de grandes volúmenes de un nuevo hormigón, el empleo de métodos de construcción altamente singulares, afrontando geometrías complejas y desarrollando métodos 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.

Fig. 1 Vista aérea general del Puente del Tercer Milenio.

2. Un nuevo material: hormigón blanco, autocompactante y de alta resistencia

Habiendo elegido el hormigón como material principal para la construcción de un puente de estas dimensiones (según se expone en en el primero de los artículos de esta serie), 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.

Esta reducción de espesores de elementos de hormigón, que requiere de un hormigón de altas prestaciones, conlleva además altas cuantías de barras de armadura pasiva (345 kg/m3 en tablero, 180 kg/m3 en arco y 295 kg/m3 en lajas de amarre) y de tendones de pretensado interior y exterior (85 kg/m3 considerándolos conjuntamente), todos estos elementos distribuidos de manera ciertamente compleja.

Esta circunstancia impide que haya suficiente espacio libre para el correcto empleo de vibradores que garanticen la adecuada compactación durante la 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 (y con tamaño máximo de árido de 12 mm). El origen de este hormigón arranca en fase de proyecto, en la que se realizó un número suficiente de ensayos que garantizasen 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 ser autocompactante.

3. El puente diseñado

3.1 Descripción general

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 además de completar la sección de desagüe para grandes avenidas, permiten dar continuidad con holgura a los paseos que se crearán en las márgenes del Ebro, y reducir el canto del tablero para una misma luz, al materializar un cierto empotramiento del vano principal.

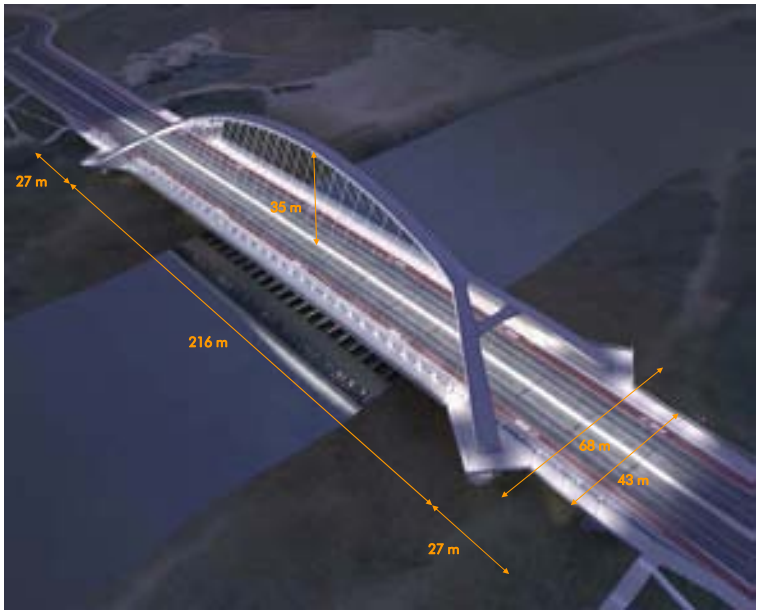


Fig. 2 Dimensiones principales del Puente del Tercer Milenio.

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 de nuestros puentes, el Puente de la Barqueta, construido para la Exposición Universal de 1992, celebrada en Sevilla. Este puente metálico, de 168 m de luz y 21 m de anchura, 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.

3.2 Arco 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 traviesa 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.

Fig. 3 Vista del nudo de unión entre arco y pies inclinados desde el interior del tablero (derecha) e imagen nocturna general del puente en la que los juegos de luces y sombras destacan este nudo de unión (izquierda).

3.3 Tablero

El tablero del puente, recto en planta y con alzado circular de 5 000 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 a cada lado de 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: 0.50 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.

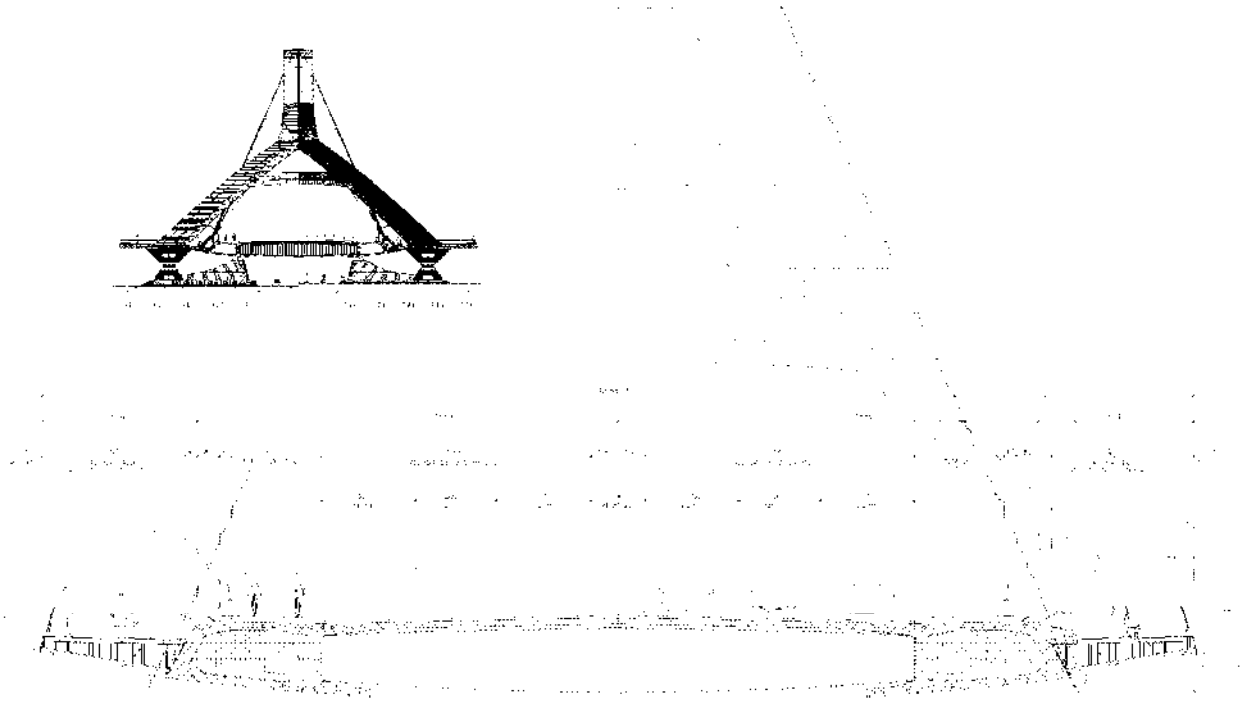


Fig. 4 Sección transversal tipo del tablero del puente.

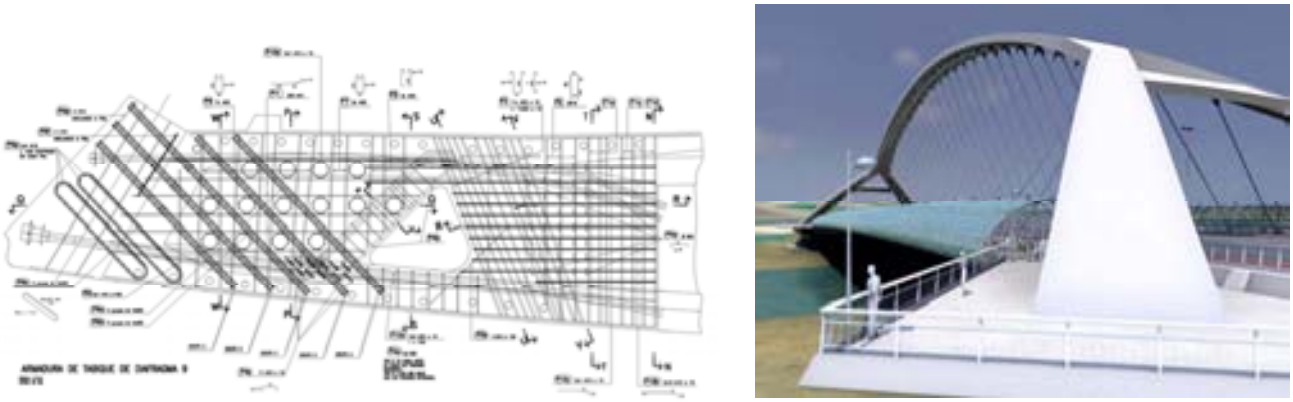


Fig. 5 Izquierda: Armado de zona de diafragmas transversales de tablero en interior de nervios de borde. Se puede observar el cruce de siete niveles de pretensado, que se amplia a nueve en zonas de lajas de amarre. Derecha: Imagen virtual del puente con una de las lajas de amarre que vinculan pies inclinados y tablero en primer plano.

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 (Fig. 5). 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.

3.4 Relación arco-tablero

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

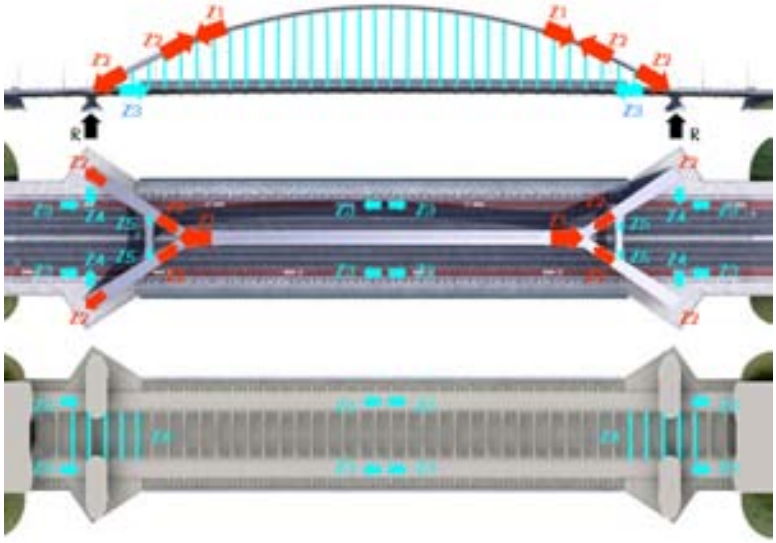


Fig. 6 Esquema de funcionamiento estructural del puente.

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 ø0,6" y 6 tendones de 37 cordones de ø0,6", 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 ø0,6" 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 su capacidad de asumir tracciones 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 ø0,6", introduciendo una carga total de 163 020 kN en cada laja) y uno secundario perpendicular a éste (10 tendones de 12 cordones de ø0,6", 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 ø0,6" y dos inferiores de 24 cordones de ø0,6", frente al pretensado tipo de flexión de los diafragmas más alejados de los apoyos, con dos tendones de 9 cordones de ø0,6" que van del ala superior en extremos al ala inferior en el centro y 19 cordones de ø0,6" 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.

3.5 Péndolas

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.

Fig. 7 Ensayo a rotura de una péndola, realizado en Alemania.

3.6 Pilas, estribos y cimentación

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.

3.7 Galerías peatonales

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.

Fig. 8 Interior de las galerías peatonales del puente.

La estructura principal de 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.

Se ha empleado un conjunto de materiales que se caracteriza por lo avanzado en cuanto a su tecnología, y cuidado en cuanto a estética, confort y durabilidad.

4. Estudios específicos en fase de proyecto y obra

Una obra de la entidad del Puente del Tercer Milenio, requiere realizar una serie de estudios durante su proyecto y construcción, que resultan excepcionales por su tipo y/o intensidad.

1) Cálculos estructurales: 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. En el siguiente artículo de esta serie se desarrollan con más detalle los trabajos realizados en este sentido.

2) Estudio geotécnico: Al inicio de las obras 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 por el puente, tanto en sus apoyos definitivos, como en los provisionales necesarios para la construcción.

3) Cálculos hidráulicos: Se llevado a cabo, 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.

4) Estudio del hormigón: 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 para permitir fabricar en grandes volúmenes un hormigón similar al que ya se había ensayado en fase de proyecto. Esto ha sido posible gracias a la planta y laboratorio que se instalaron en el recinto de la obra. Al no existir experiencia previa del uso de hormigones autocompactantes con cemento blanco en estos volúmenes y para las resistencias características especificadas, ha sido necesario realizar múltiples ensayos de caracterización y dosificación. El objetivo de estos ensayos no sólo ha sido obtener 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.

   Se han realizado, además, 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 y evitar problemas irreparables durante la ejecución.

   Asimismo, y para determinar el comportamiento reológico de un hormigón tan novedoso, se realizaron ensayos de fluencia en los laboratorios de INTEMAC, donde se ensayaron varias probetas durante 8 meses, estando unas bajo carga de 100 MPa y otras a 300 MPa.

5) Ensayo de túnel de viento: Las cargas de viento que el puente se verá obligado a soportar, junto con sus dimensiones y esbeltez, hacen necesario el análisis en laboratorio mediante modelos a escala reducida, del comportamiento de la estructura ante este tipo de acciones. Se estudió la respuesta frente a la acción del viento mediante la realización de un ensayo aerodinámico sobre un modelo seccional que representaba un tramo de tablero a escala 1:70 (realizado en el túnel de viento de Capa Límite I del Centro Andaluz de Medio Ambiente, en la Universidad de Granada) y de un ensayo aeroelástico sobre un modelo integral de la estructura a escala 1:125 (Fig. 9), en túnel de viento de capa límite (realizado en el túnel de viento de Capa Límite III de la Universidad de Western Notario, Canadá).

Fig. 9 Modelo integral del puente para estudio aeroelástico.

Los ensayos incluyeron la determinación de coeficientes aerodinámicos y cargas seudoestáticas, la identificación de fenómenos aeroelásticos, el estudio de sensibilidad al amortiguamiento, el análisis de confort en las aceras, además de un innovador sistema de medida del campo de presiones en ambas caras de las galerías peatonales, con el que se pudo determinar el valor real de las cargas de viento, con reducciones significativas frente a los valores recomendados por la normativa y que permitieron optimizar su estructura de acero inoxidable.

Estos estudios han confirmado el buen comportamiento del puente ante este tipo de cargas, no detectándose fenómenos significativos de inestabilidad, debido al buen funcionamiento de 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.

El análisis realizado para determinar la respuesta del puente ante cargas de viento se recoge con más detalle en un artículo específico.

5. La construcción del puente

El procedimiento constructivo del Puente del Tercer Milenio, de gran complejidad debido a la magnitud de la estructura, consta de tres actividades fundamentales: por un lado la ejecución del tablero del puente mediante empuje desde una de las márgenes apoyándose en pilas provisionales (Fig. 10), por otro la construcción del arco mediante cimbra apoyada sobre el propio tablero empujado (Fig. 11) y finalmente, y tras haber posicionado las péndolas (o tirantes) mediante las cuales el tablero se suspende del arco, la puesta en carga del sistema (Fig. 12), que hasta ese momento descansa sobre cimbra y apoyos provisionales.

El empuje del tablero del Puente del Tercer Milenio resulta excepcional comparado con otros empujes, por haber sido necesario lanzar una sección de hormigón tan ancha (alrededor de 35 m, a los que se añaden posteriormente 10 m más de voladizos peatonales), en dovelas de 24 m y además con curvatura tanto en dirección longitudinal como transversal.

Una vez que el tablero ha sido completamente ejecutado y, por lo tanto, reposa en los estribos y pilas definitivas así como en todas las provisionales, la superficie que posteriormente irá destinada al tráfico se emplea para montar una cimbra sobre ella, que sirve para el soporte del encofrado que dará forma al arco (Fig. 10). El ferrallado y hormigonado del arco se ha realizado también por dovelas, avanzando desde sus dos extremos hasta encontrarse en la clave.

Una vez hormigonado el arco y vinculado al tablero mediante las péndolas, es necesario hacer que el sistema arco-tablero entre en carga. Para alcanzar este objetivo, se puede, bien permitir un descenso controlado del tablero, que tendería a tesar las péndolas, que tirarían del arco, provocando en él un descenso; o provocar un ascenso en el arco mediante la introducción de una carga horizontal en la clave, lo que tesa las péndolas, que tiran a su vez hacia arriba del tablero (Fig. 12). Este último procedimiento, denominado apretura en clave, es el que se ha empleado, combinado con ajustes posteriores de la carga en péndolas y desapeo con gatos de algunas pilas, para la puesta en carga del Puente del Tercer Milenio. Para llevarlo a cabo ha sido necesario introducir, en una operación sin precedentes por su magnitud, una carga de 120 000 kN mediante seis gatos hidráulicos que posteriormente, tras ser bloqueados e inyectados, se quedan perdidos en el interior del arco.

Entre los artículos presentados al congreso se incluye uno específico de la construcción del puente y otro específico de la apertura en clave del arco.

Fig. 10 Empuje del tablero de hormigón sobre pilas provisionales.

Fig. 11 Hormigonado del arco sobre cimbra apoyada en el tablero que descansa sobre pilas provisionales.

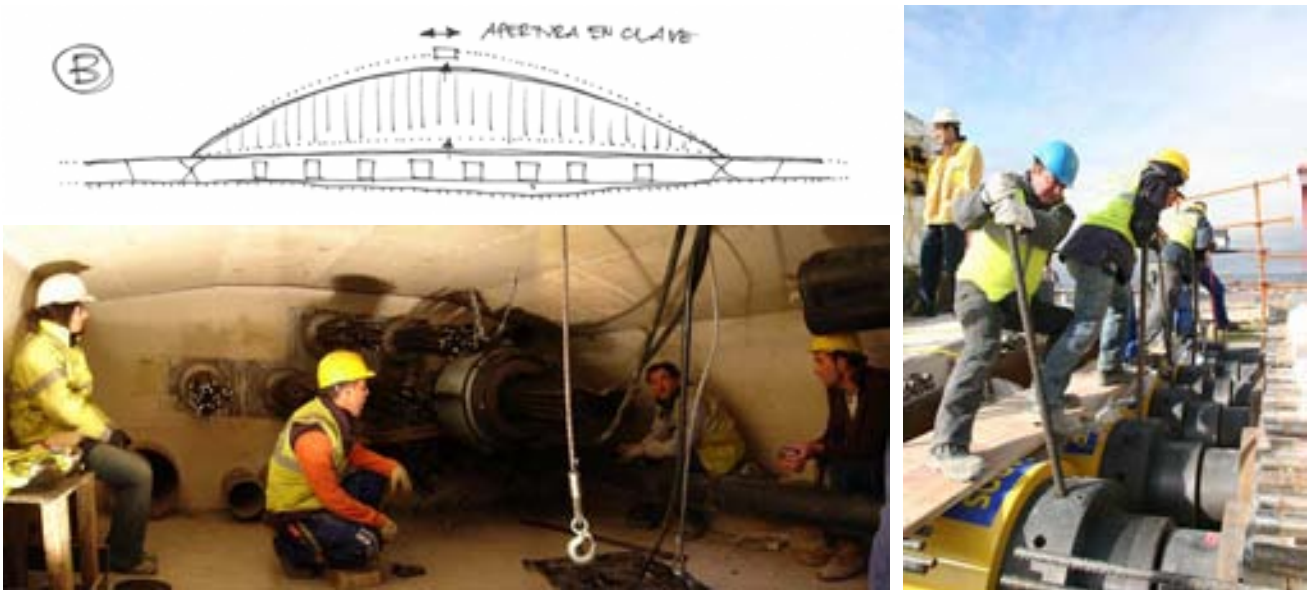


Fig. 12 Puesta en carga del puente. Arriba: Esquema de la operación de apertura en clave, Derecha: Ajuste de tuercas mecánicas de gatos hidráulicos durante la introducción de carga para la apertura en clave. Abajo: Tesado de pretensado exterior para permitir que el tablero reciba la tracción que aparece al comenzar el puente a trabajar como bow-string durante la apertura en clave.

6. Conclusiones

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

1) Tipología, arco atirantado por el tablero totalmente en hormigón, que se lleva al límite en tamaño y esbeltez.
2) Hormigón autocompactante y de alta resistencia que, además, es de color blanco, con formulaciones variadas para ser trabajable en condiciones climáticas de calor y frío.
3) Una cuantía de armado y pretensado excepcionalmente alta que obliga a procedimientos de posicionamiento, prefabricación y control de calidad exigentes.
4) Empuje del tablero de 33 m de anchura y 20 000 tn de peso sobre superficies curvas e inclinadas.
5) Cimbrado del arco sobre el mismo tablero.
6) Apertura en clave hasta un valor de 120 000 kN.
7) Puesta en carga combinando pretensado exterior, apertura en clave, tesado de tirantes y desapeo con gatos.

Fig. 13 Imagen aérea del puente en su fase de remates

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

Por otro lado, la concepción, el proyecto y la construcción de este puente tan al límite de lo ejecutable, ha supuesto un avance y un reto. Ha sido posible gracias a 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 con tanta cantidad, haya entendido el arduo camino de la ingeniería creativa.

EL PUENTE DEL TERCER MILENIO: RETOS EN EL DISEÑO DE PUENTES DESDE LA PERSPECTIVA DE LA INGENIERÍA CREATIVA. (III) COMPORTAMIENTO Y CÁLCULO.

Juan José Arenas de Pablo	Guillermo Capellán Miguel	Javier Martínez Aparicio	Hector Beade Pereda
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos
Arenas & Asociados Presidente	Arenas & Asociados Director Técnico	Arenas & Asociados Coordinador I+D+i	Arenas & Asociados Coordinador Proyectos
jjarenas@jarenasing.com	gcapellan@arenasing.com	jmartinez@arenasing.com	hbeade@arenasing.com

Resumen

El puente del Tercer Milenio de Zaragoza es una estructura que obliga, por forma y tamaño, a considerar una serie de extremos que en la práctica general de puentes no suele ser necesario contemplar de forma conjunta. El objetivo es representar de manera suficientemente fiel el comportamiento general y de detalle de la estructura, alcanzado una valoración correcta de la influencia, estática y dinámica, de cada elemento: arco y pies inclinados, lajas de amarre, nervios de borde y diafragmas.

Todas esas partes tienen funciones diferenciadas, aunque sean un todo monolítico, lo cual conduce a zonas donde el grado de hiperestatismo es mayor, caso de las zonas de vinculación de los pies inclinados con el tabero, y otras donde existe un grado mayor de libertad de movimiento, como en la zona central de la luz principal, donde se observa, de manera verdaderamente límite, el funcionamento según las clásicas correlaciones de rigidez arco-tablero puestas de manifiesto en el primer tercio del siglo XX por Maillart en sus puentes arco.

Palabras Clave: Pretensado, pretensado exterior, arco, vibraciones, hormigón de altas prestaciones, comportamiento.

1. Introducción

Se podría resumir el Puente del Tercer Milenio sobre el río Ebro en Zaragoza por dos características que podrían considerarse definitorias: su tipología, puente arco atirantado por el tablero, y su tamaño de 216 metros de luz y 43 metros de anchura. Existe una cosa más, que sin ser definitoria, sí le otorga su propiedad fundamental; se trata de su monolitismo gracias a una construcción a base de hormigón fuertemente pretensada para el tablero y comprimido, de forma natural por la antifunicularidad de la fuerza, en el arco.

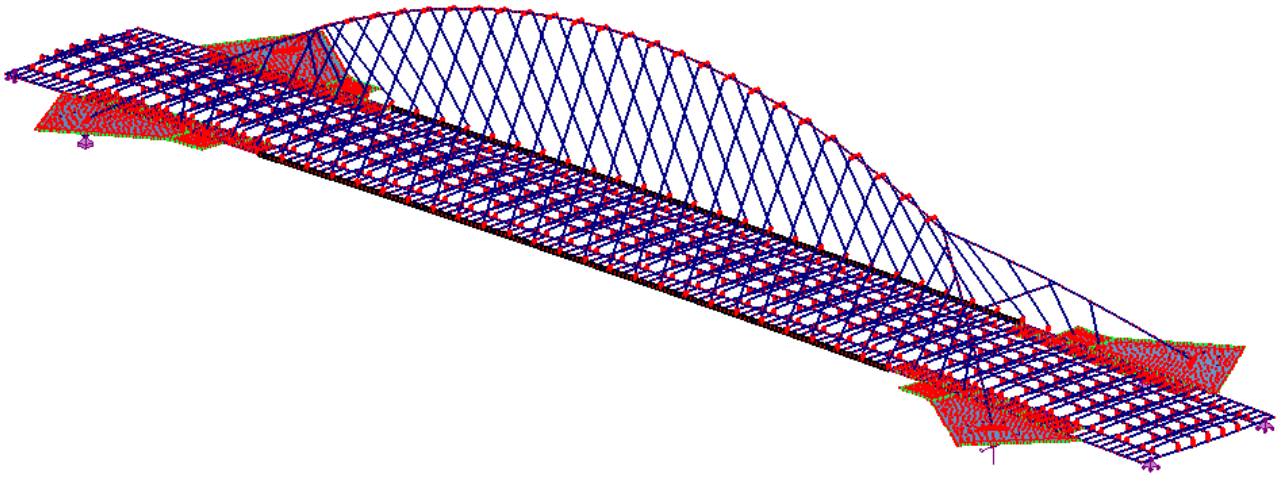


Fig. 1 Modelo global de estado acabado del puente

Dadas estas características es necesario buscar el máximo rigor en el cálculo a fin de representar de forma precisa todos los fenómenos que pueden darse: cargas de uso estáticas y dinámicas, cargas de viento, pretensado exterior e interior y cargas de construcción. Además, como es lógico, se trata de una estructura evolutiva durante la construcción, factor que debe tenerse en cuenta en todo momento.

En todo caso, siendo el carácter evolutivo una complicación, la complejidad del puente viene de otros hechos:

1. La anchura del tablero de hormigón es de 33 metros, magnitud significativa en lo que respecta a la importancia valoración de la anchura eficaz, sobre todo si se pone en relación con las luces durante la construcción que son de 24 metros.
2. Los materiales usados, sobre todo el hormigón de alta resistencia, cuyo funcionamiento era desconocido antes de la experimentación sobre su comportamiento a largo plazo.
3. El esquema evolutivo del puente durante la construcción y, ante todo, la necesidad de controlar la microfisuración del tablero durante el empuje a fin de evitar un comportamento caótico durante la puesta en carga.
4. La forma de puesta en carga, combinación de apertura en clave, tesado de péndolas y del pretensado interior y exterior de tablero y lajas de amarre.
5. Y, finalmente, la relación de rigideces entre tablero y arco, de manera que uno y otro se influyen debido a la vinculación por la presencia de las péndolas cada seis metros.

Finalmente no hay que olvidar la gran cantidad de detalles, con frecuencia de gran responsabilidad, que aparecen en un puente como este y que, dada su configuración, exigen soluciones con algún grado de innovación, de tal forma que existe un trasfondo de ingeniería experimental.

2. Modelos globales de cálculo

El término *cálculo* hace referencia a unas operaciones matemáticas con el fin de obtener un resultado; sin embargo, esa palabra en el mundo de la ingeniería de estructuras debe ir ligada a un concepto con mucho más trasfondo, se trata del *comportamiento.* Una estructura cualquiera requiere, para tener su comportamiento adecuadamente representado en el cálculo, un juicio inicial y una valoración acertada basada en el conocimiento de la estructura. Eso se puede alcanzar, cuando no se tiene una compresión previa de la estructura, como ha ocurrido muchas veces en este puente, con sucesivos cálculos, que de mayor a menor simplificación permitan descubrir como se ha de comportar ante las cargas que reciba.

2.1 Enfoque simplificado de los efectos diferidos

La construcción y la vida útil de la estructura se pueden separar en las varias fases que se deben tener en cuenta al calcular los esfuerzos a los que se ve sometido. Esto es importante ya que, estando casi todas las partes construidas en hormigón, sufren el efecto de la retracción y la fluencia. Tener en cuenta de forma detallada estos efectos exige un cálculo paso a paso en el tiempo, obligando a una discretización del tiempo con un cálculo completo de la estructura para cada incremento de tiempo. Esto, en un puente con un número elevado de elementos finitos de varios tipos, conduce a unos tiempos de cálculo muy elevados, por lo que en las primeras fases de desarrollo del proyecto se hizo uso de un método simplificado a base de sumar y restar esfuerzos de varios modelos con diferentes estadios de desarrollo de la estructura. Se buscó además que se pudiesen tener en cuenta todas las fases desde la fabricación de la primera dovela del tablero antes de su empuje hasta la puesta en servicio y la vida útil.

En fases más avanzadas de proyecto, una vez encajadas todas las dimensiones del puente y predimensionadas las fuerzas de pretensado principales, se ha preparado el modelo definitivo del puente que introduce el método de cálculo paso a paso en el tiempo.

De forma resumida la fase de construcción y la vida útil del puente se expresan en el siguiente esquema:

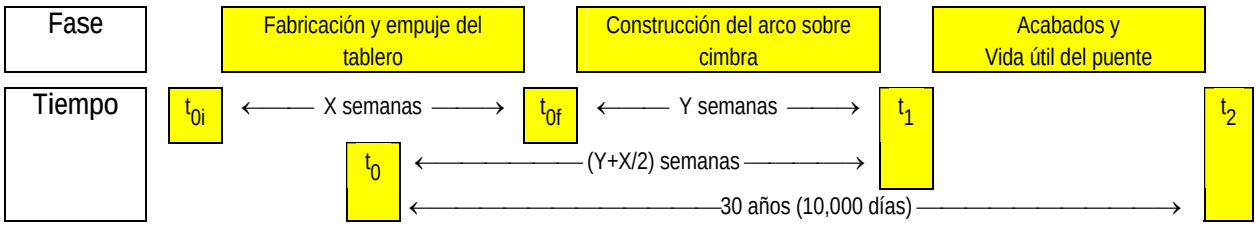


Tabla 1 Esquema de tiempos de la construcción

t_{oi}: Hormigonado de la primera etapa del tablero
Tesado de la 1ª etapa de pretensado interior de nervios y del primer diafragma

t_{of}: Terminación del tablero, comienzo de la construcción del arco
Tesado de la última etapa de pretensado interior de nervios y del último diafragma

t_o: $= (t_{oi} + t_{of})/2$ = tiempo medio para el cálculo de los efectos diferidos en el tablero
= 0 (por definición)

t_1: Unión de arco y tablero y puesta en carga del arco; ajuste de fuerzas de péndolas
Tesado del pretensado exterior de los nervios y del pretensado de lajas
$= t_1 - t_o$ = (X/2+Y) semanas

t_2: Tiempo final (para el cálculo de efectos diferidos)
$= t_2 - t_o$ = 30 años (10,000 días)

Los tiempos indicados X e Y dependen de la velocidad de fabricación de cada una de las partes del puente debiéndose realizar ajustes del cálculo, recomprobando los esfuerzos en el estado final, cuando la divergencia entre lo supuesto y lo real era apreciable.

En los apartados que siguen se explican detalles del cálculo simplificado una vez aceptado que el cálculo exacto, con el método paso a paso en el tiempo y la suma automática de fases constructivas, constituye sólo un problema de capacidad de computación. Es decir, el cálculo simplificado obliga a un conocimiento más completo del comportamiento de la estructura para que los resultados obtenidos sean válidos.

2.2 Forma de considerar el pretensado

En el puente existen los siguientes tipos de pretensado que, en los modelos simplificados, deben introducirse para ser valorados los esfuerzos isostáticos e hiperestáticos a los que dan lugar en cada fase constructiva a partir del momento en que se tesan.

Tipo de pretensado	Tendones			Características
	Uds.	tipo	por	
Interior de nervios	28	19Ø0.6"	Nervio borde	Longitudinal con adhesión recto, l = 24 m (tipo)
Exterior de nervios	8 6	31Ø0.6" 37Ø0.6"	Nervio borde	Longitudinal sin adhesión recto, l = 270 m (tipo)
Diafragmas	4	9 a 31Ø0.6" según diafragma	Diafragma	Transversal con adhesión parabólico, l = 34 m
Lajas de amarre	44 9	19Ø0.6" 12Ø0.6"	Laja	Diagonal con adhesión, recto Zunchado con adhesión, recto

Tabla 2 Tipos de pretensado existentes en el puente

Para el cálculo simplificado, como cualquier pretensado, pueden introducirse en los cálculos como *cargas equivalentes* (fuerzas de anclaje y desviación, tiene en cuenta efecto iso e hiperestático del pretensado) o como *deformación impuesta* (tiene en cuenta sólo el efecto hiperestático, de forma que el efecto isostático del pretensado podrá tenerse en cuenta como resistencia en la comprobación de secciones).

A pesar de que es conveniente tratar todos los tipos de pretensado de la misma manera dentro de un mismo proyecto a fin de evitar confusiones y ahorrar pasos intermedios, no se puede introducir el pretensado de las lajas como deformación impuesta porque los elementos laja de los programas de cálculo a menudo no permiten, en general, este tipo de carga y, por otra parte, no es evidente la introducción de los pretensados interior del nervio y de diafragmas como cargas equivalentes porque estos cables se tesan antes de la construcción del arco y, por lo tanto, la parte elástica del pretensado actúa sobre el tablero sin arco.

Por consiguiente, se han usado ambas interpretaciones, introduciendo los distintos tipos de pretensado de las siguientes maneras:

- El *pretensado exterior de los nervios de borde* y el *pretensado de las lajas de amarre* se han introducido mediante las cargas equivalentes, utilizando los valores medios de las fuerzas de pretensado a lo largo de los cables (un valor para el cálculo a corto plazo y otro distinto para el cálculo a largo plazo).

- El *pretensado interior de los nervios de borde* y el *pretensado de los diafragmas* se han tenido en cuenta mediante deformaciones impuestas.

  Como estos cables se tesan antes del hormigonado del arco, a corto plazo actúan únicamente sobre el tablero (sin presencia del arco y las lajas de amarre), y no producen ningún esfuerzo hiperestático, así que no hay que introducir ninguna deformación impuesta para el cálculo a corto plazo, $t= t_1$.

  Por otra parte, a largo plazo sí que se transmitirán esfuerzos del tablero (acortamiento) al arco por la redistribución debida a los efectos diferidos. Este efecto se puede tener en cuenta introduciendo en el cálculo a largo plazo, $t= t_2$, las deformaciones impuestas correspondientes únicamente al aumento a partir de la unión entre arco y tablero a $t= t_1$, sin el acortamiento elástico ni la retracción ya transcurridos en este momento, es decir, una deformación impuesta de $\varphi_{(t2-t1)} \cdot \varepsilon_{c,elástico} + \Delta\varepsilon_{retracción(t2-t1)}$ en lugar de $(1+\varphi_{total}) \cdot \varepsilon_{c,elástico} + \varepsilon_{retracción,total}$.

Las pérdidas diferidas de los tendones de pretensado se han calculado teniendo en cuenta los coeficientes de fluencia, retracción y relajación adecuados, teniendo en cuenta tanto el proceso constructivo como las influencias mutuas entre los distintos cables de los nervios de borde.

2.3 Resumen de cálculos simplificados

Para el cálculo de los esfuerzos, tanto durante la construcción como en el estado final del puente, se han utilizado varios modelos consecutivos cuyos elementos se iban añadiendo o restando según fuera necesario al ritmo de la construcción.

2.3.1 Modelo A: Empuje del tablero.

Se trata de un modelo global del tablero, pero simplificado por motivos de velocidad de cálculo, en el que el tablero se representa sacrificando el emparrillado y se opta por una alineación de barras de elementos finitos (modelo de pórtico plano) para todas las situaciones de empuje, considerando pasos de un metro.

El tablero de 33 m de ancho se representa sólo de forma adecuada con un modelo tan lineal cuando ya tiene una longitud apreciable, por lo que, por ejemplo para la primera dovela (24 m de longitud), los comportamiento originados por efecto de la torsión en el tablero no son fiables, dada la estructura del propio tablero: dos nervios de borde en cajón separados más de 20 metros y unidos por diafragmas transversales más una losa superior que cubre todo el conjunto. El modelo sufre ese defecto ya que las luces de empuje son también de 24 o 27 metros, es decir, el puente es más ancho que la propia luz que salta. Aún así se aceptó este hecho a cambio de obtener de forma ágil valores de flexión y cortante principales en todos los momentos del empuje, ya que eso, de por sí, obliga a un cálculo completo de la estructura con el intervalo de movimiento que se elija, que en nuestro caso fue de un metro.

Para subsanar la deficiencia se acudió a un modelo de elementos finitos tipo lámina completo de las tres primeras fases del tablero 24, 48 y 72 metros de longitud del tablero. Se aprovecho este modelo parcial tan detallado para estudiar las fuerzas de introducción del pretensado interior y exterior en sus zonas de anclaje, teniendo en cuenta las tracciones de laja su efecto sobre el conjunto del tablero, además de los efectos de la torsión durante el empuje a causa de las incidencias de la obra.

Además, estos modelos auxiliares de elementos finitos de tipo lámina permiten evaluar de forma acertada la anchura eficaz del tablero. Esto se entiende ya que, durante el empuje, los apoyos provisionales se ubican bajo los nervios de borde, los cuales dejan una zona central de 22 metros de losa de hormigón armado de 24 cm de espesor sostenida por los diafragmas transversales. Se observa que esta forma de tablero exige considerar que, al menos en las condiciones de servicio, la anchura eficaz ante esfuerzos longitudinales se reduce. A causa de esa disminución las flechas en la punta del voladizo durante el empuje, entre otros parámetros, son mayores, por lo que una valoración adecuada es necesaria para dimensionar los pescantes de lanzamiento y los gatos de recuperación de flechas en la punta de los mismos.

El problema de la anchura eficaz es en realidad una variable obligada para lograr una representación del comportamiento del puente. Así, mientras durante el empuje se prepara un modelo de elementos finitos lámina completo, en las fases posteriores, una vez que se suma, arco, lajas de amarre y péndolas no es posible mantener esa complejidad. Por eso, se recurre a modelos de emparrillado del tablero en diferentes planos.

2.3.2 Modelos B: Modelización evolutiva posterior al empuje.

Utilizando un modelo tridimensional (emparrillado en el tablero, elementos tipo lámina en las lajas y elementos lineales para arco) se ha llevado a cabo una modelización evolutiva, es decir, se han sumado los esfuerzos producidos por las distintas cargas actuando sobre el esquema resistente en el momento de su aplicación para cada elemento del puente.

Los esfuerzos obtenidos como resultados de esta modelización son los que se denominan resultados del *cálculo lineal primer orden a corto plazo*.

El submodelo B_I corresponde al tablero sobre los apoyos provisionales que se han utilizado para su empuje. En el submodelo B_{II} se sustituyen los apoyos provisionales en pilas y estribos por los apoyos definitivos correspondientes y se ponen los pesos del arco y de las lajas de amarre. El submodelo B_{III} corresponde al puente entero; se colocan los tirantes y se pone en cargo el arco y, en realidad, el puente operando sobre gatos de apertura, péndolas y pretensados.

En los resultados del submodelo B_{III} están incluidos los correspondientes al ajuste de las fuerzas de las péndolas, efecto que se ha introducido en el modelo mediante la solución clásica de proporcionar un acortamiento impuesto apropiado para cada uno de las péndolas.

2.3.3 Modelos C: Puente completo.

Estos modelos corresponden básicamente al último submodelo B_{III}, con la diferencia de que en los modelos C está considerado el peso propio de todos los elementos actuando sobre el puente terminado. En cuanto a las características mecánicas, en el modelo C_I se han puesto los valores para corto plazo y en el modelo C_{II} para largo plazo.

Suponiendo que el cambio de los esfuerzos debidos a peso propio y carga permanente (PPCP) causado por efectos diferidos corresponda a la diferencia entre los esfuerzos producidos por estas cargas aplicadas al modelo del puente completo con características mecánicas a corto y a largo plazo, PPCP(C_I) y PPCP(C_{II}), respectivamente, los esfuerzos correspondientes al cálculo *lineal primer orden a largo plazo* se pueden obtener sumando esta diferencia, es decir, el cambio de esfuerzos causado por efectos diferidos, a los esfuerzos PPCP(B_{III}) resultantes de la modelización evolutiva: PPCP (largo plazo) = PPCP(B_{III}) + PPCP(C_{II})- PPCP(C_I).

Es obvio que los esfuerzos a largo plazo son afectados por el acortamiento del tablero causado por efectos diferidos. El efecto del pretensado exterior y del pretensado de las lajas se puede tener en cuenta de la misma manera que el peso propio, es decir, sumando a los esfuerzos resultantes de la modelización evolutiva B_{III} la diferencia entre los esfuerzos causados por estos pretensados en los modelos completos a corto y largo plazo, C_I (a restar) y C_{II} (a sumar).

Por otra parte, como ya se ha comentado en el apartado sobre el pretensado, el efecto del pretensado interior de los nervios de borde sólo se introduce a largo plazo, es decir en el modelo C_{II}, mediante una deformación impuesta de

$$\varphi_{(t2\text{-}t1)} \cdot \varepsilon_{c,elástico} + \Delta\varepsilon_{retracción(t2\text{-}t1)}$$

En concreto, con los valores indicados en el párrafo anterior y las hojas de cálculo adjuntas, resulta una deformación impuesta del tablero de $(0.73 \cdot 444 \cdot 10^{-6}) + (217 \cdot 10^{-6}) = 541 \cdot 10^{-6}$.

Nótese que el coeficiente de fluencia es el correspondiente al de una carga aplicada a t_0 , es decir, en el intervalo t_2- t_1 es de

$$\varphi_{(t2\text{-}t1)} - \varphi_{t1\text{-}t0)} = 2.06 - 1.33 = 0.73.$$

También se introduce el efecto de retracción del arco con la deformación impuesta correspondiente de $66 \cdot 10^{-6}$.

Los cambios de los esfuerzos causados por el ajuste de las fuerzas de los tirantes por efectos diferidos se podrían, en un principio, tener en cuenta de la misma manera que en el caso del peso propio y de los pretensados exterior y de lajas. Sin embargo, tratándose básicamente de una deformación impuesta del tablero, un cálculo simplificado – por ejemplo según el método de Trost – indica que, si fluyesen todos los elementos de la estructura, incluyendo los tirantes, las fuerzas de ajuste de los tirantes ΔN se reducirían algo más de lo que se obtiene si se procede de esta manera. En concreto, ΔN se reduciría a $[1-\varphi/(1+\mu\cdot\varphi)]\cdot\Delta N$ en lugar de $[1/(1+\varphi)]\cdot\Delta N=[1-\varphi/(1+\varphi)]\cdot\Delta N$, donde μ es el coeficiente de envejecimiento, aproximadamente μ=0.75. Este efecto se puede tener en cuenta reduciendo los esfuerzos correspondientes al ajuste de los tirantes en el modelo C_{II} por un factor de $[1-\varphi/(1+\mu\cdot\varphi)]/[1/(1+\varphi)]$, es decir, con un valor de φ =0.995 (semisuma de $\varphi_{tablero.t2.t1}$ =1.06 y $\varphi_{arco.t2.t1}$ =0.93), multiplicando los esfuerzos correspondientes al ajuste de fuerzas en los tirantes en el modelo C_{II} por un coeficiente de $[1-\varphi/(1+\mu\cdot\varphi)]/[1/(1+\varphi)]$ = 0.446/0.501 = 0.89. Por otra parte, queda claro que los tirantes no fluyen (la relajación es despreciable, siendo mucho menor que la fluencia), lo que conduce a que la reducción de los esfuerzos a largo plazo será inferior a los valores indicados. Esto se tiene en cuenta de manera automática, ya que no se reduce el módulo de los tirantes en el modelo C_{II}.

3. Modelos de detalle para zonas especiales de armado y pretensado

Existen múltiples detalles de armado en el puente de los que solo se entresacan dos: los tabiques transversales de los nervios de borde que exigen una investigación completa con modelos de bielas y tirantes, y las lajas de amarre que deben hacer frente a esfuerzos simultáneos fuera y dentro de su plano.

3.1 Armadura de los tabiques del nervio de borde

Los esfuerzos que circulan de forma transversal al eje del tablero, es decir, aquellos que son resistidos por los diafragmas transversales deben acabar, dada la configuración estructural del tablero, por una parte en los nervios de borde a través de los cuales llegan los esfuerzos a las pilas. Sin embargo, dependiendo de varios factores, sobre todo de la distancia del diafragma a la pila, una parte principal acaba en las péndolas que se encuentran al final de cada diafragma, punto desde el cual se cuelga la fuerza para ser llevada al arco.

Entre el punto de aplicación de la carga en los diafragmas transversales hasta que llega al anclaje inferior de la péndola (en la pieza denominada taco de anclaje) debe verificarse la transmisión efectiva de las fuerzas. En realidad los diafragmas son simples vigas biapoyadas de 33 metros de luz cuyo comportamiento sería muy sencillo si el esfuerzo cortante no debiera atravesar varias zonas críticas. Esas zonas críticas se encuentran en el tramo del diafragma interior al nervio de borde ya que contiene ese tabique dos irregularidades. En primer lugar está el paso de hombre y de servicios urbanos con una abertura triangular de 1.15 m de altura en una viga de 2.50 m ocupando, por tanto un 46% del canto. Después de esta irregularidad se encuentran los 14 agujeros de 22 cm de diámetro que, en tres filas, atraviesan y quitan material al tabique.

La forma óptima de resolver la transmisión del cortante a lo largo del diafragma hasta llegar a los tacos de anclaje supone hacer uso de la teoría de bielas y tirantes que, con el auxilio de un modelo de elementos finitos, permite definir tanto la disposición como la cuantía de acero necesario además de sus puntos de anclaje.

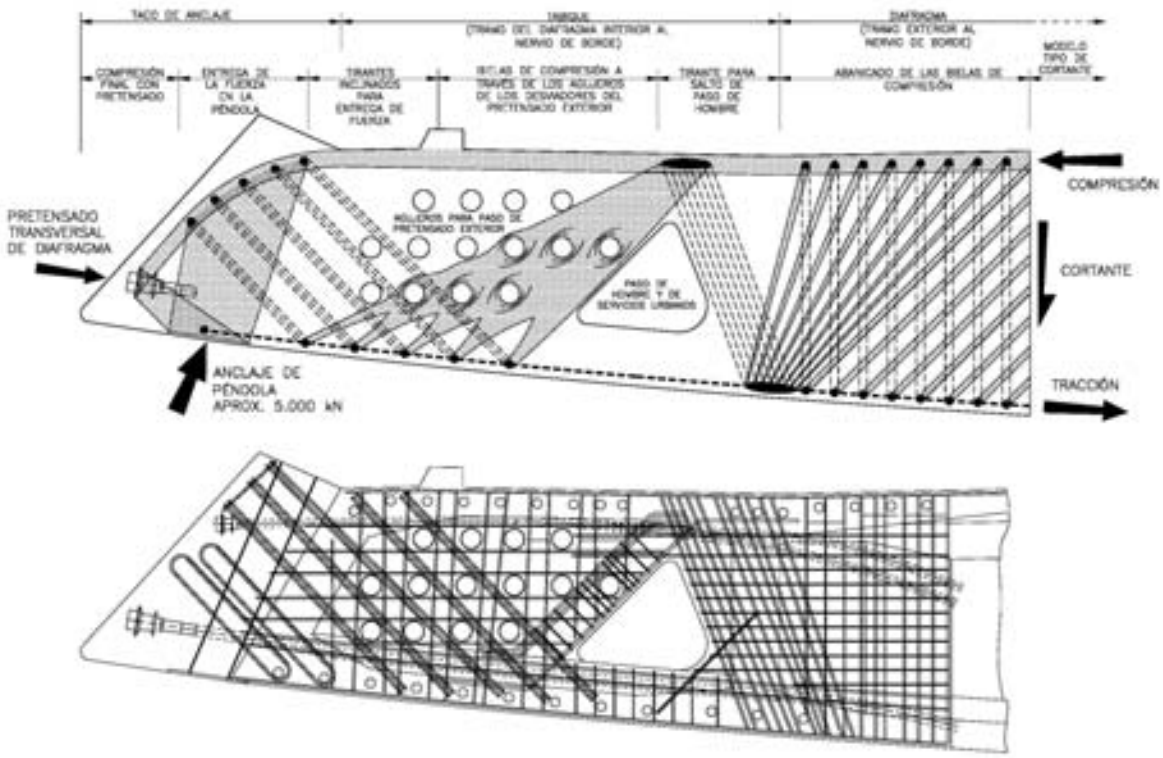


Fig. 2 Modelo de bielas y tirantes(arriba) y armado real (abajo)

En el tramo central del diafragma el modelo de bielas y tirantes mas fidedigno es el que muestra la teoría general de cortante, pero en la zona cercana a las irregularidades ese modelo debe modificarse para poder hacer frente a las fuerzas. En la figura 2 se representa de forma esquemática el modelo de bielas y tirantes esbozado para una situación concreta de carga. Las bielas de compresión se representan con un campo de puntos mientras que los tirantes se dibujan con línea discontinua. Se observa que en las cercanías del paso de hombre las bielas de compresión que tienen una inclinación uniforme deben abanicarse para ser capaces de colgarse del tirante ligeramente oblicuo que salta el agujero. A partir de ese punto se forma una biela de compresión que se expande, a la vez que atraviesa los agujeros practicados en el tabique para el paso del pretensado exterior, hasta alcanzar los tirantes diagonales a 45º que llevan finalmente la carga al anclaje de la péndola.

Esa configuración de las bielas y los tirantes se confirma en su mayor parte en los modelos de elementos finitos realizados, en los que además se detecta un punto crítico ante la compresión: justo en el salto del cortante por encima del paso de hombre, cuando la biela aún no se ha abierto lo suficiente y existen las hileras de agujeros, la resistencia a compresión del hormigón del tablero, f_{ck} = 60 MPa según proyecto, es insuficiente para alcanzar un nivel de seguridad adecuado. Por tanto, se arma esa diagonal de compresión fuertemente para ayudar al hormigón. Esta solución sólo es válida si existe suficiente longitud de anclaje en los extremos de las barras comprimidas para poder aprovechar el acero de forma efectiva.

En el modelo aceptado para el diafragma se ha despreciado una parte de resistencia a cortante consistente en la parte de hormigón que queda bajo el paso de hombre, que con una altura de 60 cm supone un pequeño incremento de la capacidad de cortante.

Existen otros modelos de bielas y tirantes que hubiera sido posible adoptar de forma razonable, pero es necesario llegar a un compromiso entre la dificultad de armado y el comportamiento estructural ideal.

Durante la puesta en carga y en las fases posteriores de la vida del puente se estuvo vigilando la aparición de fisuras visibles en los tabiques. Únicamente se han detectado pequeñas fisuras de espesor menor a 0.2 mm que dado su escaso desarrollo y la falta de regularidad en diafragmas semejantes se han achacado a simples reacomodos del material por el cambio de estado en la puesta en carga.

3.2 Armadura de las lajas de amarre

Las lajas de amarre, grandes losas de 80 cm de espesor y de planta sensiblemente triangular adosadas al tablero y que reciben los cuatro pies inclinados del arco, tienen cuatro misiones principales, que por orden de importancia son:

1) Realizar la transición en su plano del tiro en diagonal que aportan los pies inclinados al tablero. Ese tiro diagonal se descompone en las dos direcciones principales del tablero; en longitudinal (al eje principal de la estructura) es la tracción normal esperable en un puente arco de tablero inferior y en transversal es el equilibrio entre los pies inclinados de una misma orilla a través de los diafragmas del tablero. Este comportamiento da lugar a esfuerzos en el plano de la laja de amarre.
2) Absorber las flexiones y torsiones que aporta el arranque de los pies inclinados. Estos esfuerzos son consecuencia directa del empotramiento de los pies inclinados a la laja de amarre ya que en caso de haber provisto una articulación en esa unión esas fuerzas no existirían.
3) Recoger el peso de la ampliación de la acera (cargas muertas y sobrecargas de uso) que permite recorrer en círculo los 360º de cada arranque del arco.
4) Establecer un primer espesor de transición de la carga entre la forma del arranque de los pies inclinados y el apoyo de tipo pot de cada pila.

El sistema laja-tablero-arco constituye un todo de elementos empotrados entre sí que impide un análisis afinado y, por tanto, un proyecto de la armadura de las lajas si no se tiene en cuenta el total de la estructura. Para tal fin se ha acudido a la teoría de dimensionamiento de placas de hormigón armado.

La cantidad total de armadura puede minimizarse alineando las barras con las direcciones principales de tensión, método preferido por muchos proyectistas. Sin embargo, y sobre todo en este caso, esta forma de armar no es práctica, ya que la imposición de direcciones de armado por los esfuerzos no es compatible con las direcciones de armado apropiadas para los otros elementos que se maclan con la laja. Más aún, si se tienen en cuenta todos los casos posibles de carga el armado según las direcciones principales puede suponerse imposible. Por esta razón, el análisis que concluye con el armado de estas lajas de amarre, supone unas direcciones ortogonales de armado referidas al eje longitudinal del puente, las cuales deben responder adecuadamente a los Estados Límite Último y de Servicio.

El proceso de cálculo efectivo comienza con la preparación un modelo global de cálculo mixto, es decir, con elementos tipo barra (para todos los elementos lineales y el emparrillado del tablero) y tipo lámina (para las lajas de amarre). De esa forma es posible tener en cuenta toda la interacción que aporta el empotramiento entre las partes.

Una vez obtenidos los esfuerzos de dimensionamiento de las lajas, en los que se han teniendo en cuenta todos los casos de carga necesarios, incluyendo sobre todo todas las fuerzas de pretensado que existen en las lajas, se procede al postproceso de los esfuerzos para obtener los frecuentemente denominados “momentos de Wood-Armer” que vienen implementados en la actualidad en muchos programas comerciales.

En general, en esos programas comerciales no se hace una comprobación explícita del modo de fallo por exceso de compresión en el hormigón, ya que se asume implícitamente que las cuantías de armadura son lo suficientemente bajas como para que no se produzca. Esta condición se satisface habitualmente en losas, sin embargo, una comprobación de

este modo de fallo debe efectuarse en este caso ya que se combinan una compresión axial importante con unas las cuantías de armadura altas.

4. Comportamiento durante la puesta en carga

4.1 Apertura en clave

4.1.1 Idea general de la apertura en clave

Este puente construido con apoyos provisionales en el río cada 24 metros de luz, cuyo arco se cimbra sobre el tablero, debe someterse a una operación de puesta en carga que lo deje en estado de cumplir su misión. Tradicionalmente se han seguido varios métodos para esta puesta en carga. Originalmente se hacía un descimbrado acompasado de todas las partes del puente, permitiendo un descenso del mismo hasta que se despegaba de la cimbra. Posteriormente, en el método inventado por Freyssinet, se hacía uso de grandes gatos colocados en la clave del arco, los cuales, al separar horizontalmente ambos semiarcos, levantaban la estructura despegándola de la cimbra. En este caso, como se observa, el puente se levanta, y no desciende.

En la fase inicial de proyecto de esta estructura se optó por una opción semejante a la primera, aunque con detalles modernizados. Se desapeaban, a base de un descenso progresivo, los ocho apoyos provisionales del río de forma que arco y tablero entraran en carga poco a poco. Posteriormente se procedía al tesado de las péndolas. En esa segunda fase el tablero se elevaba y el arco descendía un poco más.

Sin embargo, desde el principio de la construcción se pensó en un sistema más versátil, rápido y, sobre todo, de más fácil coordinación entre las distintas operaciones. Siendo la maniobra más importante y decisiva del proceso constructivo se ha querido realizar con un procedimiento consensuado y de máxima fiabilidad.

La solución pasa por eliminar, en lo posible, las operaciones de tesado de péndolas y sustituirlas por una apertura en clave tradicional con gatos de gran tamaño. La operación de apertura requiere de un sistema de gatos, a disponer en el escaso espacio libre a prever en clave del arco, que puede alcanzar un axil máximo de 120.000 kN. El axil en clave, una vez puesto totalmente en carga el arco, es de unos 150.000 kN, por lo que por medio de los gatos se llega a un 80% de la puesta en carga.

El paso de 120.000 kN a 150.000 kN de axil en clave se realiza gracias a las sucesivas operaciones de tesado de péndolas.

Al final de la apertura, hasta el nivel mencionado de 120.000 kN, se ha calculado que no existe todavía levantamiento suficiente del tablero en ninguno de los apoyos provisionales, en los que restarán por eliminar entre 2.000 y 8.000 kN por apoyo dependiendo del lugar donde se ubiquen.

4.1.2 Características de los modelos de cálculo

Las características mecánicas que más influyen en la apertura en clave son los módulos de deformación de los materiales, para los que finalmente se escogen, una vez realizados los ensayos correspondientes los siguientes valores: hormigón HA-75 (arco y lajas) 43.6 MPa, hormigón HP-60 (tablero) 40.8 MPa.

Para las péndolas de cable cerrado se toma un módulo de elasticidad de 155 MPa constante para todo el proceso. Es decir, el modelo de cálculo de trabajo no incluye la variación de la rigidez de péndolas por catenaria, a pesar de ser dependiente de axil a la que trabajen. No se hace esta elección a la ligera, ya que se ha realizado cálculos de contraste para el nivel de tensiones al final de la apertura; mientras que en un modelo simplificado se alcanza un axil de clave de 119.750 kN en uno con tirantes de rigidez variable con la catenaria se llega, a igualdad del resto de condiciones, a 117.850 kN. Se comprende que para ese nivel de tensiones el error máximo por usar modelos que no incluyen el efecto de la catenaria es de 1.6%, valor que se considera irrelevante.

A pesar de todo, para las fases de montaje de los tirantes, cuando la tracción de los tirantes es muy baja sí se tiene en cuenta el efecto de la catenaria, previsión que se pudo comprobar como exacta gracias a las medidas realizadas.

4.1.3 Tesado de péndolas previo a la apertura en clave

Es necesario mencionar aquí que las péndolas deben tesarse hasta cierto punto, de manera que se reduzca la catenaria en grado suficiente como para que, durante la apertura en clave, la deformación que se le aplique al arco se traduzca en levantamiento del tablero. Si los cables están muy holgados, es decir, con poca tracción al principio de la apertura, deberá deformarse más el arco, consumiendo fuerza y carrera de gatos, en una puesta en carga (un levantamiento) menos efectiva del tablero.

Se ha estimado que, en la péndola más larga, habría una elevación del arco de 5 mm durante la apertura en clave si la tensión inicial de montaje es de 170 kN, mientras que si fuera de 50 kN ese mismo levantamiento sería de 45 mm.

En resumen, dependiendo de la tensión inicial, la longitud de montaje de los cables puede variar hasta 3,7 centímetros: cables más largos si la fuerza inicial es baja y la catenaria grande, o más cortos en caso contrario. Para evitar inefectividad de la puesta en carga, que además implica una incertidumbre en la definición de la longitud con que se deben fabricar los cables, se eligió como solución más adecuada, que la fuerza de instalación inicial de cada uno de los cables debería ser de 200 kN. Queda obligado cerrar la clave del arco, por medio de los gatos, antes de eliminar holguras en cables, es decir, antes de alcanzar esa fuerza de tesado de 200 kN, con el fin de no solicitar excesivamente cimbra ni el tablero sobre el que se apoya tablero.

4.1.4 Despegue del arco de la cimbra

El despegue completo del arco ocurrió de forma más o menos completa una vez transcurridas entre el 25 y 30% de las subfases de la apertura; esto quiere decir que el axil conjunto en clave era del orden de 50.000 o 55.000 kN. En todo caso, es un valor que no fue posible estimar con total exactitud ya que, por motivos de seguridad, no se permitía el acceso de personas a la mayor parte del arco. A partir de ese momento se registró un comportamiento lineal de todos los parámetros medidos bastante claro.

En todo caso, dado que en el momento de la separación entre cimbra y hormigón no eran altas las cargas en el puente, se supuso en los cálculos de proyecto de la apertura un comportamiento lineal de toda la puesta en carga, y por tanto, los valores teóricos de comparación fueron más exactos a medida que se despega el arco de la cimbra. Se llegó a esta solución de compromiso ante la dificultad de valorar con acierto suficiente el comportamiento conjunto arco-cimbra.

Como era de esperar el despegue del arco respecto a la cimbra se produjo inicialmente en las zonas centrales del arco con un axil conjunto en clave de arco de unos 35.500 kN para luego, ir desarrollándose progresivamente hacia los arranques. Al final de la apertura en clave el arco estuvo, como estaba previsto, totalmente libre del encofrado de la cimbra.

4.2 Tesado de péndolas

4.2.1 Idea general del proceso de tesado

El axil en clave máximo, alcanzable con gatos durante la apertura en clave, únicamente consigue despegar el tablero de sus apoyos de forma muy parcial, quedando las péndolas poco tesadas. En resumen, los apoyos provisionales centrales resultan muy descargados gracias a la apertura en clave, aunque sin despegue de ninguno de ellos. Además el apoyo más cercano a la pila definitiva no experimenta una variación grande de su reacción a consecuencia de la rigidez del tablero en esa zona, en la que se hallan también las lajas. Esto se corresponde claramente con las reacciones y se confirma que es más difícil levantar el tablero en la zona de lajas que fuera de ella. Queda justificada de esta forma la necesidad de proceder a una serie de pasadas de tesado en las péndolas del puente para completar la puesta en carga.

4.2.2 Criterios para el proceso de tesado

El estado final de fuerzas en péndolas es determinante para el comportamiento futuro del puente, sin embargo ese estado ideal no puede alcanzarse debiendo responderse simultáneamente a una serie de factores que a veces son contrapuestos. Estos factores, por orden de importancia son:

1) Esfuerzos en arco, pies inclinados, tablero y péndolas.

2) Geometría final del puente y, sobre todo, del tablero.

3) Eliminación progresiva de los apoyos provisionales

4) Minimizar el número de operaciones de tesado

El primer factor se traduce en la limitación de las tensiones máximas y mínimas en las fibras más desfavorables de cada uno de los elementos del puente. En cambio, para el acero de las péndolas se establece una tracción máxima en servicio del 50% de la fuerza de rotura que al final no llega a ser limitante ya que las tracciones o compresiones máximas en arco o tablero son las que dominan el proceso. A eso se añade que el destesado de las péndolas adyacentes a una péndola en proceso de tesado se convierte en un riesgo constante que conviene evitar para mantener un comportamiento del puente lo más lineal posible.

Se observa aquí que durante todo el proceso constructivo, desde el hormigonado inicial de las dovelas hasta el último tesado, pasando por el empuje del tablero, se ha considerado determinante evitar todas las fisuraciones de tablero o arco que pudieran afectar al comportamiento lineal del puente durantes las fases críticas de la puesta en carga, ya que, por ejemplo, una microfisuración en algún tramo indeterminado de tablero o arco con degeneración de la rigidez y no

tenida en cuenta en los análisis imprime un comportamiento no lineal, posiblemente asimétrico, que impide un control efectivo de todo el proceso.

Respecto a la geometría final del tablero se pretende alcanzar un estado lo más cercano posible al alzado teórico correspondiente a un círculo de 5.000 metros de radio en la rasante del pavimento en el eje del puente.

En lo referente a los apoyos provisionales se plantea que, a medida que se descarguen, se demuelan sus cabezas lo bastante como para que no vuelvan a activarse después del primer despegue.

Una vez decididos los parámetros, la primera intención al calcular las fuerzas de tesado finales es conseguir la geometría teórica exacta y comprobar posteriormente si se cumplen los otros condicionantes.

Se ha comprobado que para obtener flechas cero de tablero en estado permanente del puente se hubiera debido trazar un proceso de tesado de péndolas que hubiera acabado destesando la mitad de ellas. Es decir, para alcanzar una flecha nula del tablero en estado permanente, se han de tesar los tirantes más cercanos a las pilas definitivas y destesar los más centrales. Se trata de unas condiciones que restan mucha efectividad a la apertura en clave, puesto que donde es más efectiva es en la parte central del tablero. Este comportamiento se comprende al tener en cuenta que las lajas aportan una rigidez grande al tablero cerca de pilas: se necesita aportar una fuerza mayor en tirantes en la zona de lajas y una menor en el centro de la luz ya que el tablero ha sido levantado desde sus extremos. Esto conduce a una sobrecarga grande en los tirantes de los extremos y a poca tracción en los centrales.

En consecuencia, la puesta en carga del tablero combinando dos medios (apertura en clave + tesados de péndolas) se proyecta aceptando una rasante ligeramente diferente de la teórica siempre que no sobrecargue ninguno de los elementos del puente. Se consigue además la ventaja de reducir el numero de fases de tesado, ya que se trata de aceptar las fuerzas existentes en los tirantes centrales, cuya magnitud proviene del proceso de apertura en clave y tesar los extremos. El resultado será una rasante superior a la teórica por el centro y ajustada al círculo de 5000 m de radio en los extremos.

Hay que mencionar aquí que el proceso de tesado de péndolas que se llevó finalmente a cabo, aunque siguiendo los criterios expuestos, hubo de ser modificado para hacer frente a las exigencias de plazo que obligaban a retirar lo antes posible las pilas del cauce, por lo que se proyectó un plan en el que hubo que tesar las péndolas centrales, para después destesarlas en alguna medida. Por tanto el número de fases de tesado fue mayor que el camino corto ideal.

5. OTRAS COMPROBACIONES

Dadas las dimensiones y la tipología de esta estructura se entiende que ha sido obligado resolver multitud de detalles, tanto en cálculos como en planos, y realizar las comprobaciones necesarias para poder garantizar la seguridad del puente tanto en servicio como en todas las fases del proceso constructivo.

De entre las más importantes comprobaciones, una vez descontadas los cálculos estáticos, se encuentran aquellas referidas a inestabilidad del arco, cálculos en segundo orden y los cálculos dinámicos. Son estos últimos los que revelaron el buen comportamiento del puente ante las vibraciones gracias al uso de un material masivo y con buena amortiguación como es el hormigón. En relación con este punto se ha llevado a término un estudio aerolástico completo en las universidades de Granada (modelo seccional del tablero) y de Western Ontario (modelo aeroelástico completo) en el que se verificó ese resultado de los cálculos iniciales.

Durante la construcción también se definieron multitud de detalles como el dimensionamiento de las penínsulas provisionales sobre las que se construyó en puente y los propios pilares provisionales apoyados en el lecho del río. Estos últimos, eran pilas-pilote de una gran esbeltez que debían resistir bien tanto las fuerzas longitudinales como las transversales del empuje o el viento, a pesar de estar sometidas a una intensa socavación.

6. CONCLUSIONES

Cualquier estructura de carácter singular, por dimensiones, por tipología, por material o por proceso constructivo, obliga a salir de las rutinas usuales del diseño de ingeniería. Una vez que el ingeniero se halla fuera de las consideraciones habituales del camino trillado, la Ingeniería de Estructuras es una disciplina verdaderamente creativa, tanto más cuanto más alejado del camino habitual sea necesario salir para llegar al fin buscado. Esta vertiente experimental es la que posibilita la apertura de caminos que se convierten, con el uso, en otras vías transitadas a partir de las que alcanzar un nuevo nivel.

APERTURA EN CLAVE DEL ARCO. PUENTE TERCER MILENIO.

ZARAGOZA 2008

Ángel ORTEGA ARIAS
Ingeniero de Caminos
DRAGADOS
Dirección Técnica

Gabriel MENÉNDEZ-PIDAL S.
Ingeniero de Caminos
DRAGADOS
Jefe de Obra

Susana LÓPEZ MANZANO
Ingeniera de Caminos
DRAGADOS
Jefe de Oficina Técnica

Felipe TARQUIS ALFONSO
Dr. Ingeniero de Caminos
DRAGADOS
Jefe Servicio Estructuras O.C.

Juan José ARENAS de PABLO
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos
ARENAS Y ASOCIADOS
Presidente

Resumen

El presente artículo describe la fase constructiva de puesta en carga de las péndolas del Puente del Tercer Milenio situado en el meandro Ranillas que da acceso al recinto de la Exposición Internacional Zaragoza 2008, mediante la maniobra de apertura en clave del arco.

El Puente del Tercer Milenio es una estructura de tipología arco atirantado de tablero inferior ejecutada en hormigón de mayor luz construida hasta ahora. Para llevar a cabo la maniobra de puesta en carga del puente, se dejó la dovela de clave del arco sin hormigonar y se aplicaron 120000kN de axil en la misma mediante un potente sistema hidráulico consiguiendo el levantamiento de los labios de la junta por lo que automáticamente se produjo la puesta en carga de las péndolas.

Palabras Clave: Arco hormigón 216m luz principal, apertura clave arco 120000kN, sincronización 6 gatos 2000t, puesta en carga todas las péndolas, instrumentación todas las péndolas.

1. Descripción somera estructura

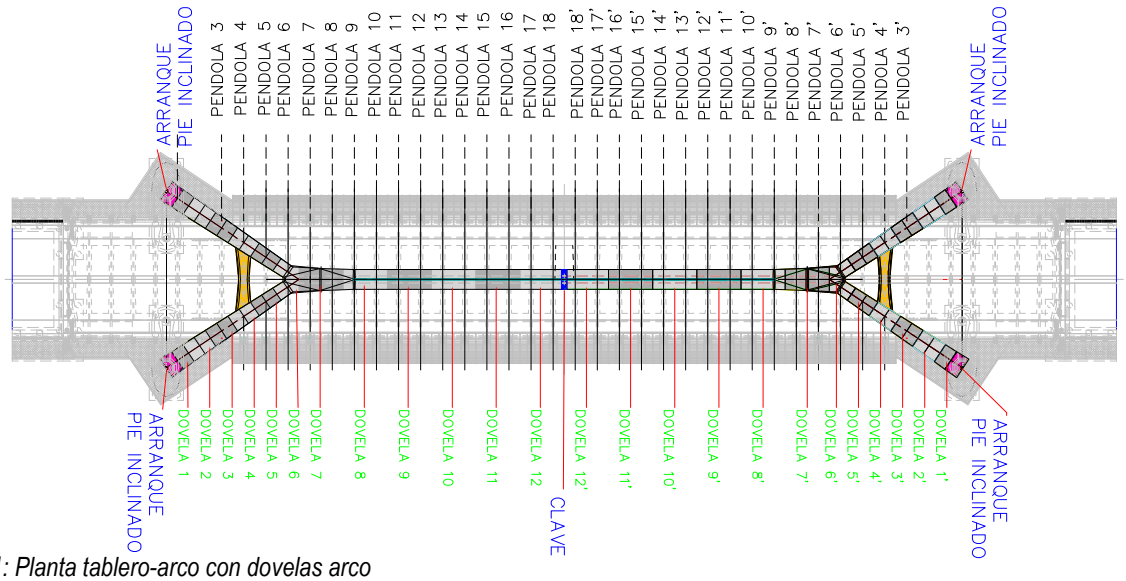


Fig. 1: Planta tablero-arco con dovelas arco

El Puente del Tercer Milenio tiene una longitud de 270m. entre ejes de apoyos extremos, de los que 54m corresponden a sendos vanos laterales y 216m al vano principal sobre el río, vano éste correspondiente

asimismo al conjunto formado por un gran arco central junto con los pies inclinados que ligan sus arranques al tablero en sus extremos. El puente es recto en planta con alzado de traza circular de 5000m de radio.

El arco central, de directriz parabólica de segundo grado, cubre los 144m centrales del vano principal mientras los pies inclinados ocupan los 36m extremos. La sección tipo del arco, maciza, con forma de diamante, es constante en toda su longitud, con una anchura de 5.40m y canto variable, entre 1.20m en caras laterales y 1.80m en el eje

Los 4 pies inclinados tienen sección rectangular maciza de ancho y canto linealmente variables entre 6.00x1.08m en su extremo inferior, (arranque sobre el tablero), y 3.60x1.80m en su extremo superior, (nudo de unión con el arco central). Ambos pies de cada lado se encuentran unidos, a media altura, por una riostra horizontal de sección rectangular maciza. La distancia entre ejes de pies es 48m.

La transición de secciones entre arco y pies inclinados, realizada por medio de superficies regladas, se materializa en los 15.00m iniciales del arco, en los que la sección es muy variable, dando origen a formas muy complejas.

Tanto el arco como los pies inclinados se realizan con hormigón blanco de 75 MPa de resistencia característica.

Las péndolas, situadas en planos verticales cada 6.00m unen el arco o pie inclinado al tablero, en los extremos de su sección transversal. Hay 32 planos de péndolas de los que los 16 centrales anclan en el arco y el resto en los pies inclinados, sumando un total de 64 péndolas.

Las péndolas son de cable cerrado de 100mm de diámetro, con 3 capas 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 dejados al efecto en el arco. Los terminales inferiores, activos, son roscados tesándose desde el paramento inferior del tablero.

Funcionalmente, el tablero dispone de mediana, 6 carriles de circulación y dos pistas para ciclistas, con un ancho total de unos 31m; a lo que hay que añadir sendos paseos peatonales exteriores, protegidos, en el vano principal, contra viento y lluvia mediante una cubierta acristalada de perfil curvo. El ancho total resultante es de unos 43m.

En el arranque de los pies inclinados dicho paseo peatonal se ensancha, abrazándolo, de forma que puntualmente el tablero llega a alcanzar una anchura de 68m.

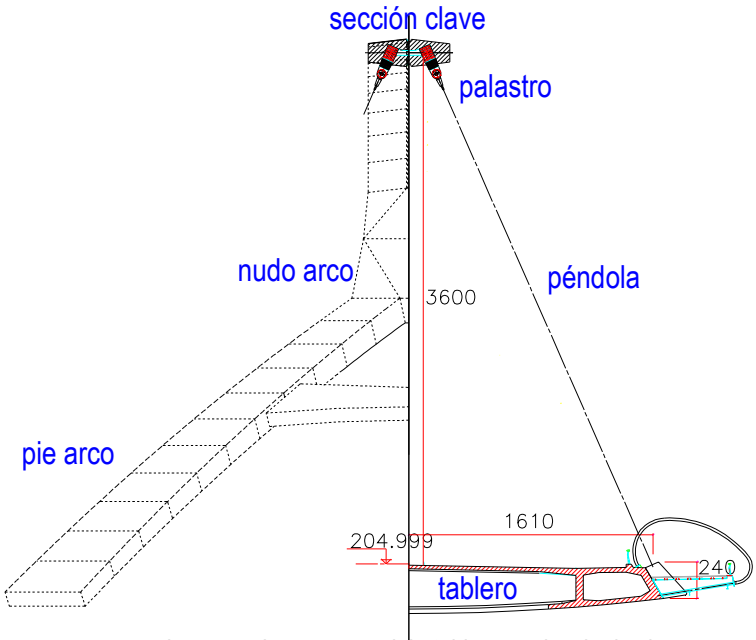


Fig. 2: Semisección arco: perspectiva y sección arco-péndola-tablero en dovela de clave.

La sección transversal del tablero, sin aceras, se estructura en 2 nervios de borde extremos de sección exterior constante, unidos cada 6m por diafragmas de canto variable, sobre los que se dispone una losa

de 24cm de espesor. Los cantos varían entre 2.02m, en bordes exteriores, y 3.20m en el eje del tablero. La anchura del tablero es de 31.18m entre aristas superiores y 33.52m entre aristas inferiores, formando el paramento inferior un arco circular de radio 139.90m. Dentro de cada uno de los nervios de borde se alojan los 14 tendones de pretensado exterior, 8 tendones de 31 cordones 0.6"+ 6 tendones de 37 cordones/0.6" introduciendo una carga total de 91650kN en cada nervio.

En la zona de arranque de pies inclinados el tablero se amplía lateralmente con una losa maciza, laja de amarre, de 0.80m de espesor que, abrazando dicho arranque, se empotra a media altura en el cercano nervio de borde. Los nervios de borde son celulares con almas exteriores inclinadas. La losa maciza de laja atraviesa los nervios de borde, salvo en 9 metros a ambos lados de eje de pilas, en que los nervios se transforman en macizos. El tablero es completamente de hormigón blanco de 60 MPa de resistencia característica

El tablero, en zona de pilas, descansa sobre 4 apoyos, por medio de aparatos tipo pot: 2 separados 48m, situados bajo la base de los pies inclinados, a través de capiteles troncocónicos octogonales de 82500kN cada uno, y 2 separados 22.50m, situados bajo ejes de almas interiores de los nervios de borde Cada fuste de pila, recogiendo 2 apoyos y con forma hidrodinámica, se apoya sobre un encepado de 26.35x10.30x2.00 metros. Su cimentación es profunda con 10 pilotes de 2000 mm de diámetro y unos 45 m de profundidad por encepado. En cada estribo el tablero apoya sobre 2 aparatos de neopreno zunchado situados bajo los nervios de borde, teniendo su cimentación 20 pilotes de 1500mm de diámetro.

Se realizaron hasta 22 pilotes de 2000mm de diámetro, como cimentación de las pilas provisionales situadas en el río, así como 24 pilotes de 1200mm de diámetro de la cimentación del parque de fabricación de dovelas del tablero, necesarios para el proceso de empuje del tablero.

2. Condicionantes de diseño

En esta fase del proceso constructivo, el tablero de 270m de longitud (que había sido previamente construido por dovelas empujadas desde el parque de empuje detrás del estribo 2) se encontraba apoyado en las pilas provisionales del río, también se habían ejecutado las 4 losas de las lajas de amarre donde apoyaban los pies del arco sobre las pilas definitivas y se había hormigonado el arco apoyado en su cimbra, salvo un tramo de 1.65m en la clave del mismo.

Fig. 3: Vista arco cimbrado sobre tablero apoyado en pilas provisionales sobre el río.

La puesta en carga del puente más convencional por fases de tesado de cada una de las péndolas, combinado con desapeo parcial de apoyos mediante sistema individual hidráulico, sumando un gran número de fases de operaciones, mayores recursos y tiempo era inviable, sobre todo debido a los plazos apretados de ejecución, así que se estudió la alternativa de la "apertura en clave" del arco. Se trataba de una operación en la que el puente se ponía en carga, al menos parcialmente, al aplicar una precompresión al arco en la zona de clave, asegurando que dicha apertura tenía la amplitud adecuada para llegar al nivel de axil en arco suficiente para requerir el número mínimo de operaciones posteriores de tesado sucesivo en péndolas.

Se estudiaron las limitaciones geométricas de la sección del arco en clave, el funcionamiento arco-péndola-tablero, el dimensionamiento de equipos hidráulicos así como las fuerzas en péndolas posteriores a la apertura y geometría final del puente, por lo que el sistema hidráulico debía alcanzar un axil de 120000kN. Se calculó que el axil en clave una vez puesto totalmente en carga el arco debía ser de unos 150000kN, por lo que por medio de esta maniobra se pudo llegar a un 80% de axil en clave para la

puesta en carga. La totalidad se conseguiría por la operación de tesado final que se ejecutó después de la apertura en clave.

Las acciones presentes en el puente y activas desde el punto de vista de la apertura en clave fueron: peso propio, pretensado de lajas, pretensado exterior y la propia apertura.

La operación de apertura requería de un sistema potente de 6 gatos de 2000t y sistema hidráulico a disponer en la clave del arco que se había dejado sin hormigonar. Estos gatos se colocaron centrados en la sección del arco apoyados en las cunas de las grandes chapas de refuerzo que se habían diseñado y dejado ya hormigonadas con las dovelas últimas previas al cierre del arco quedando un espacio libre de 1.35m.

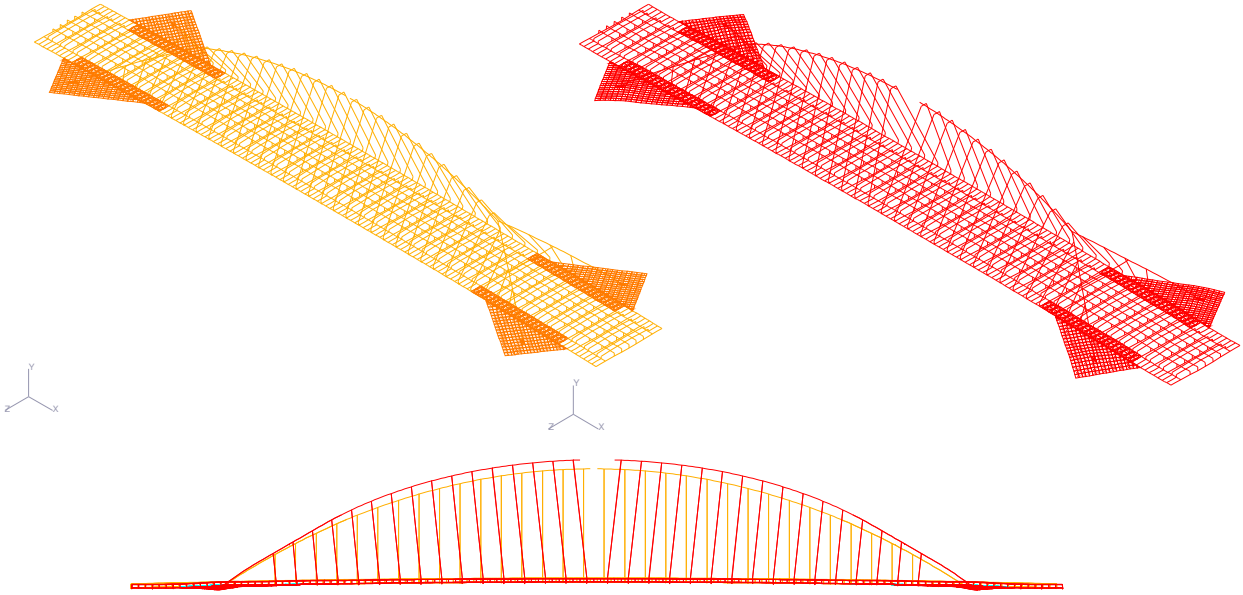


Fig. 4 Modelización puente con dovela clave abierta según hipótesis de 120000kN

Con estos antecedentes se estudió la caracterización del funcionamiento del sistema, a nivel hidráulico de los gatos sobre las secciones de clave y a nivel global del puente. Los 6 gatos que se dispusieron debían trabajar simultáneamente entre sí, agrupándolos en tres parejas. Se estudiaron alternativas de fallo de las parejas, así como también se estimó la distancia de apertura en clave, levantamiento en cota vertical en diferentes puntos del arco, giro, etc, y por tanto se determinaron valores límite de sincronización en el sistema hidráulico, y de posición del arco en la maniobra que servirían para el control de la misma.

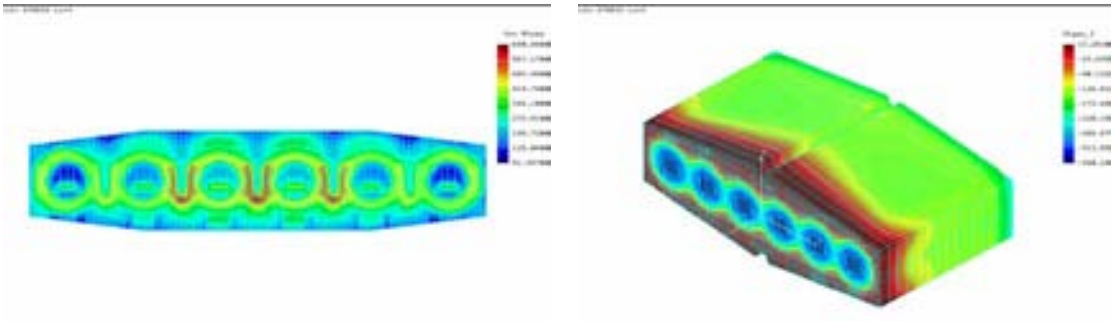


Fig. 5 Modelización chapones de refuerzo en dovela de clave para alojamiento de 6 gatos hidráulicos.

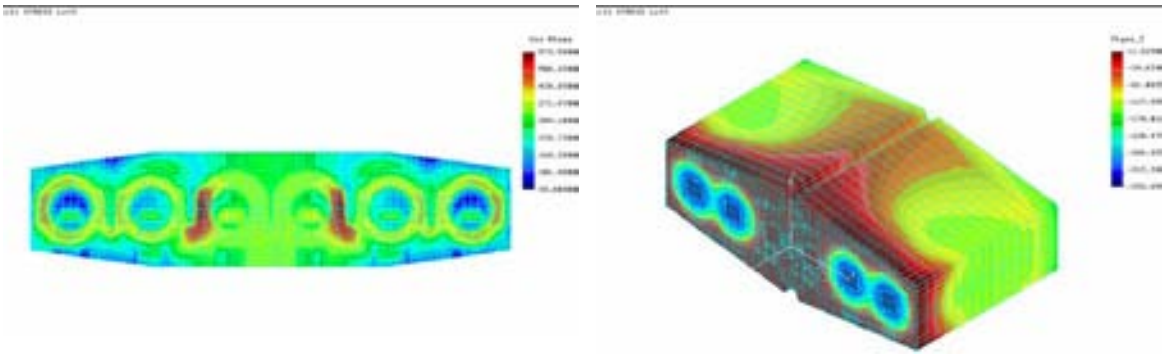


Fig. 6: Modelización chapones de refuerzo en dovela de clave para 4 gatos extremos (fallo pareja central)

3. Descripción de equipos

Para la ejecución de esta maniobra sin precedentes se requirió de los principales sistemas:

3.1. 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 con cabeza esférica. 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.

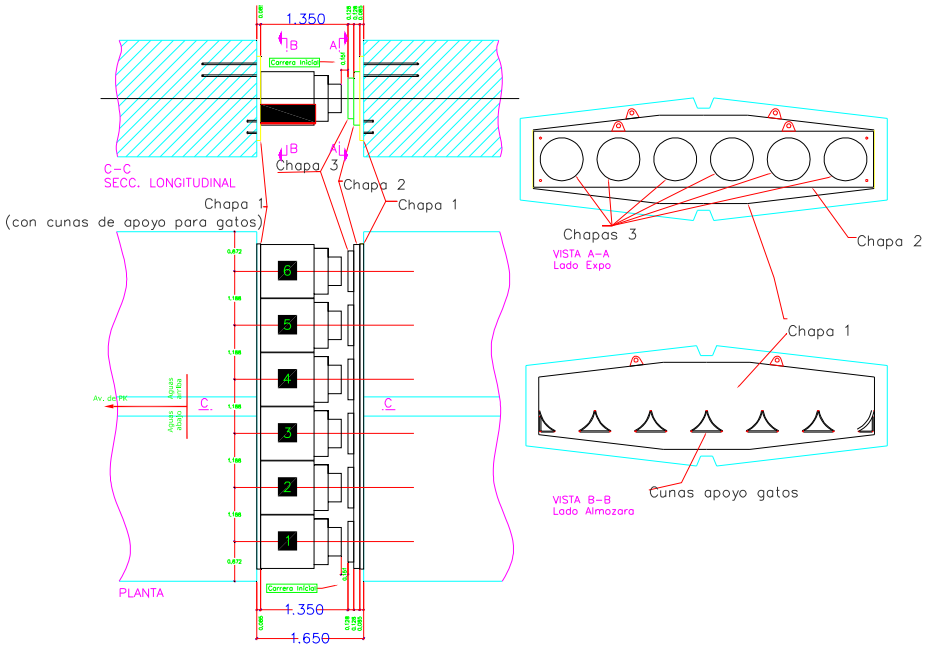


Fig. 7: Croquis de posición gatos en clave sobre chapones

La maniobra se controló por movimientos de carrera de los 6 gatos agrupados en 3 parejas, de forma sincronizada mediante una pantalla táctil. 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 (hasta 500mm) se conocía en todo momento la carrera de los gatos. Mediante traductores de presión (hasta 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 tablero. Seis operarios (uno por cilindro) controlaron el "apriete" de tuercas de seguridad.

Fig. 8: Izquierda: Chapones en dovela de cierre. Derecha. Posicionamiento gatos antes de cierre en clave

3.2. Sistema instrumentación

De las 64 péndolas que consta el puente, se colocaron 52 (12 péndolas de las 16 de los pies del arco 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.

Fig. 9: Izquierda: Bandas extensométricas en péndola. Derecha. Ordenador de control datos instrumentación

3.3. Sistema 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 autómata de medición que permitiera 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.

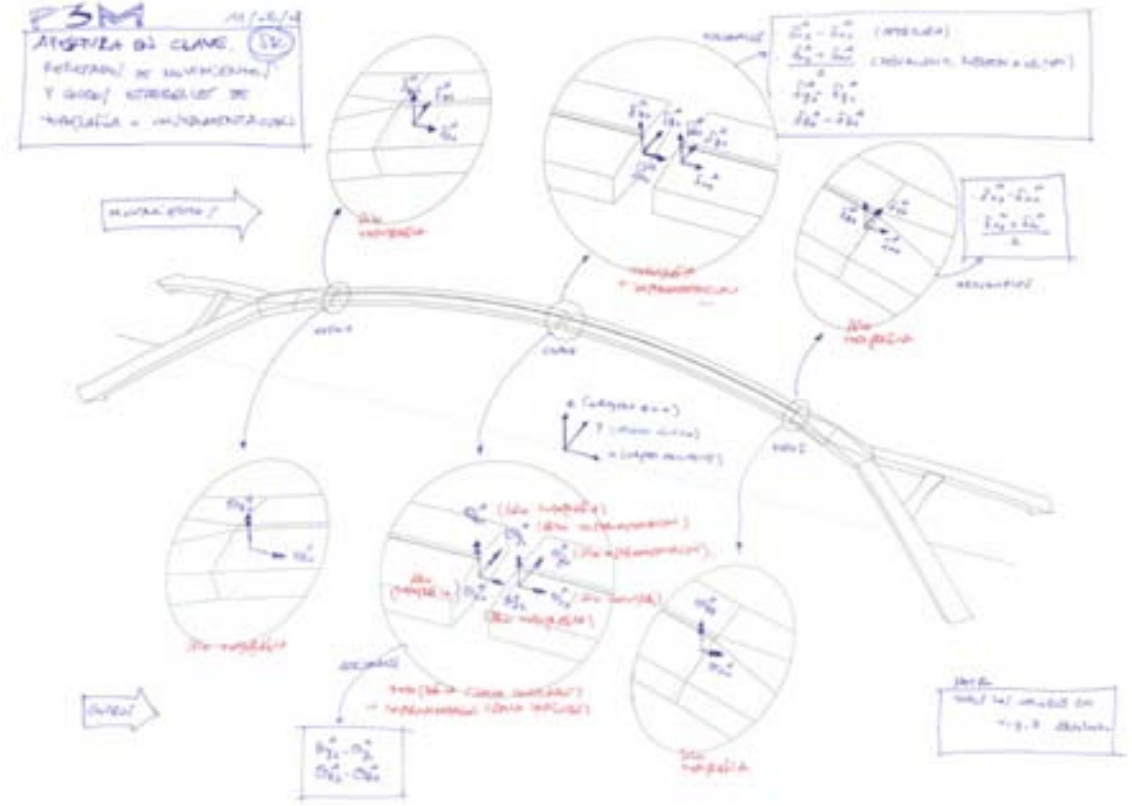


Fig. 10: Croquis de movimientos y giros a controlar durante la maniobra.

4. Descripción de la operación

4.1. Operaciones previas

Antes de la apertura de la clave, (maniobra principal de puesta en carga del puente), se realizaron una serie de operaciones donde se estudió en algunos casos la idoneidad de realizarlas al mismo tiempo que otras actividades dentro del mismo proceso para optimizar tiempos.

- Pretensado de lajas de amarre
- Colocación de gatos en chapones de clave de arco y precarga inicial para el cierre del arco
- Tesado inicial de péndolas aproximadamente hasta 200kN para eliminación de catenaria y optimización de efectividad en la apertura en clave.
- Desconexión elementos de unión del encofrado de la cimbra del arco
- Tesado parcial del pretensado exterior

4.2. Apertura en clave. Fases. Secuencia de trabajo

La aplicación de 120000kN en la clave del arco se realizó en 19 fases. Como se ha explicado anteriormente, la maniobra se controló por carrera de los 6 gatos que eran activados electrónicamente de forma sincronizada. Se había estimado una apertura de 178mm, por lo que esta cantidad se subdividió en las 19 fases según "incrementos" de carrera.

Establecido el organigrama de la maniobra, el "Jefe de Maniobra" era el responsable de indicar las órdenes de ejecución de la maniobra, que el resto del equipo debía seguir.

La secuencia de trabajo en cada fase fue la siguiente:

- Revisión de que el personal involucrado estuviera en su puesto de trabajo con emisora y chequeo general de equipos hidráulicos, de instrumentación, topografía, etc.
- Revisión de acordonamiento zona y Seguridad
- Introducción en la central hidráulica de los parámetros de "delta posición" (incremento de carrera) correspondiente a la fase, así como parámetros de sincronización (1mm para tolerancia de sincronización posición, 2mm tolerancia alarma posición) y los parámetros de aviso y parada de carga (300kN: aviso descompensación entre cilindros, 500kN: paro descompensación entre cilindros, 300kN: aviso descompensación entre parejas, 500kN: paro descompensación entre parejas). Indicación inicio de fase
- Control de maniobra durante la fase: que ninguna alarma se active tanto en sistema hidráulico como en control de datos (instrumentación, topografía, controles visuales). Durante el movimiento se ajustarán las tuercas de seguridad de cada uno de los 6 cilindros a la vez manteniendo en todo momento el contacto.
- Final de fase: Chequeo según fichas de trabajo (de gatos, instrumentación, topografía, controles visuales) de resultados obtenidos contratados con la estimación de cálculo previa.
- Ajustes o no de nuevos parámetros de aviso o parada en central hidráulica. Continuidad de maniobra mediante la introducción de nuevo escalón "delta posición" (incremento de carrera) en la pantalla táctil de la central hidráulica.

Fig. 11: Izquierda: Introducción parámetros en central. Derecha .Operarios apretando las tuercas de seguridad

Fig. 12: Izquierda: Despegue arco del encofrado. Derecha .Ordenador control topografía

4.3. Resultados

Como se ha dicho en el apartado 2 de condicionantes de diseño, para definir la maniobra se estimaron valores tanto de apertura, como de levantamiento vertical, las fuerzas finales en péndolas, con los consiguientes parámetros de aviso y parada para el control de la maniobra.

Con estos datos, se elaboraron una serie de fichas de trabajo para control de la maniobra en todo momento que se contrastaban con los datos teóricos.

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos:

Nº fase	Delta Escalón (mm)	Apertura Total (mm)	Movimiento vertical Z (mm)	Carga Total(kN)
0	0	0	0	17500
1	5	5	0	21600
2	10	15	3	28910
3	10	25	10	35780
4	10	35	14	42330
5	10	45	19	48700
6	10	55	22	55000
7	10	65	26	61400
8	10	75	30	66500
9	10	85	35	73300
10	10	95	39	79300
11	10	105	43	83300
12	10	115	46	89150
13	10	125	51	94100
14	10	135	55	99030
15	10	145	60	104300
16	10	155	65	109200
17	10	165	69	113600
18	8	173	73	116800
19	7	**180**	**76**	**120000**
Valores Teóricos		**178**	**69**	**120000**

Fig. 13: Tabla de resultados de las fases de la apertura en clave

La maniobra se realizó en un solo día con rotundo éxito sin incidencias. Mediante la aplicación de 120000kN en clave, se consiguió abrir lo esperado (180mm frente a 178mm) y levantar el arco en clave unos 76mm frente a los 69mm estimados. Los valores de instrumentación de péndolas dieron resultados muy coherentes con lo esperado y visualmente no se registraron fisuras apreciables en arco, tablero o lajas de amarre.

4.4. Operaciones posteriores

Después de la apertura de la clave se realizaron una serie de operaciones para completar la puesta en carga del puente, donde se estudió en algunos casos la idoneidad de realizarlas al mismo tiempo que otras actividades dentro del mismo proceso de nuevo para optimizar tiempos. Estos cálculos teóricos no pudieron hacerse por medio de combinaciones lineales directas, ya que cualquiera de las operaciones suponía un cambio dentro de la estructura o en sus vinculaciones exteriores.

Las operaciones posteriores fueron:

- Vaciado aceite hidráulico de los gatos de clave e inyección de lechada
- Desmontaje y retirada encofrado y cimbra del arco
- 12 fases de tesado de péndolas y desapeo de las pilas provisionales del río
- Tesado final pretensado exterior
- Ferrallado y hormigonado de la dovela de clave
- Colocación de las 12 péndolas de los pies del arco
- 20 fases de tesado de péndolas y desapeo de las pilas provisionales cercanas a las definitivas mediante sistema de gateo hidráulico y ajuste de geometría final del puente.

Fig. 14 Izquierda: Inyección gatos en clave. Derecha: Ferrallado dovela de cierre previo a hormigonado con gatos embebidos

Fig. 15 Vista puente descimbrado y desapeado

HAC BLANCOS DE ALTA RESISTENCIA EN EL PUENTE DEL TERCER MILENIO (ZARAGOZA)

Juan Fernando MARTÍNEZ DÍAZ
Ldo. en CC. Químicas
DRAGADOS
Jefe del Laboratorio Central
Dirección Técnica
jfmartinezd@dragados.com

Pilar SEGURA PÉREZ
Ingeniero de Caminos
DRAGADOS
Jefe del Servicio de Materiales
Dirección Técnica
psegura@dragados.com

Resumen

Se describen las principales características de los hormigones autocompactantes (HAC) blancos de alta resistencia (60 y 75 Mpa) empleados por Dragados en la construcción del Puente del Tercer Milenio (Zaragoza).

Se comentan las particularidades del procedimiento de selección de materiales y de diseño y optimización de las mezclas, que han sido realizados por el Servicio de Materiales de la Dirección Técnica de Dragados S.A., mediante la realización de pruebas en obra a escala industrial, que han permitido adecuar la mezcla a los medios de puesta en obra y a los acabados superficiales requeridos.

Se trata de hormigones autocompactantes, y se presta especial atención a las particularidades que diferencian a estos hormigones de los HAC convencionales, tanto en lo que se refiere a las características del material como a su fabricación, puesta en obra y acabado superficial.

Palabras Clave: Hormigón blanco, autocompactante, alta resistencia, segregación, acabado superficial

1. Introducción

El Puente del Tercer Milenio es un proyecto de Juan José Arenas para Zaragoza Alta Velocidad 2002 S.A..

Se trata de una estructura de planta rectangular con longitud de 270 metros y anchura de 42.66 m. Está sustentada por un gran arco central y elevado que, a ambos lados nace del vértice en el que concurren los pies inclinados. Las bases de dichos pies marcan la luz principal, la del arco, que es de 216 metros. El tablero se prolonga en sendos vanos laterales de 27 metros dando lugar a una estructura de luces (27+216+27) metros, o sea de 270 metros de longitud total.

Todos los elementos de hormigón visibles se construyen en hormigón blanco, con resistencias características de 30 y 45 MPa en encepados, losas y estribos, y de 60 y 75 MPa en capiteles, lajas, tablero y arco.

Los hormigones de 30 y 45 MPa han sido de tipo convencional, colocados en obra mediante vibrado, ya que el armado y la geometría de las piezas a hormigonar lo permitía. En cuanto a los elementos fabricados con hormigones de resistencias características de 60 y 75 MPa, las elevadísimas densidades de armado (incluyendo vainas de pretensado de diversos diámetros) y la complicada geometría de las piezas, unido a la calidad requerida para el acabado superficial, han obligado al empleo de hormigones autocompactantes. Diafragmas y prelosas se han fabricado en el parque de prefabricación instalado en el recinto de la obra, ensamblándose a continuación y hormigonándose in situ el resto de la dovela y, en una fase posterior, la losa superior. Una vez empujado y colocado el tablero en su posición definitiva, sobre apoyos provisionales, se procederá al hormigonado in situ del arco, fabricado enteramente con HAC-75.

El diseño y optimización de las mezclas ha sido realizado por el Servicio de Materiales de la Dirección Técnica de Dragados S.A., que también supervisa la fabricación y puesta en obra de los hormigones.

2. Diseño de la mezcla

Las consideraciones estéticas, reológicas y mecánicas han condicionado enormemente la selección de los materiales componentes. Se ha optado por reducir el estudio previo en laboratorio, limitándose esa fase a constatar que los materiales pre-seleccionados (áridos y cementos) permitían alcanzar las resistencias requeridas. A continuación, se ha procedido a ajustar el diseño de la mezcla mediante pruebas en obra a escala real, durante las cuales se ha ido ajustando la composición del hormigón. Durante todo el proceso de optimización de las mezclas, los técnicos del Servicio de Materiales de la Dirección Técnica de Dragados S.A. han mantenido una constante comunicación y coordinación con el personal de Dragados en obra, con el laboratorio contratado para realizar los controles en obra (Geocisa) y con la Dirección de Obra (Arenas y Asociados).

2.1 Selección del cemento

Por las características resistentes exigibles al hormigón es necesario que el cemento sea un cemento blanco de la clase resistente 52,5. De los posibles candidatos se preseleccionaron dos, que presentaban unas buenas características resistentes (resistencia a 28 días del mortero Standard superiores a 70 N/mm2). El principal parámetro para escoger entre ambos fue el del calor de hidratación: Al estar previsto que se hormigonasen algunos elementos masivos, coincidiendo con las zonas sometidas a mayores solicitaciones, fue imprescindible recurrir al cemento que presentase un menor calor de hidratación, para minimizar los riesgos de fisuración por retracción térmica diferencial. El cemento seleccionado fue el CEM BL I 52,5 R de Cementos Pórtland Valderrivas, fabricado en Morata de Tajuña, que es el que presentaba un mejor compromiso entre la resistencia y el calor de hidratación, con un valor de 70 cal/g a 120 horas (inferior en un 30% al cemento de resistencia similar suministrado por otro fabricante).

2.2 Selección de áridos y composición de la curva granulométrica total

Arenas: Se emplean dos arenas, ambas de color blanco. Por un lado, una arena caliza procedente de la cantera Blancos de Aragón, en La Puebla de Albortón. Esta arena es, junto con el cemento blanco, la principal responsable de la coloración final del hormigón. Se trata de una arena compuesta por carbonato cálcico en una proporción superior al 97%, con un contenido de finos en torno al 15% y un coeficiente de absorción de agua del 4%.

Por otro lado, y para facilitar el bombeo y mejorar la reología de la mezcla (eliminando la tendencia a la segregación y reduciendo en la medida de lo posible la elevada viscosidad) es imprescindible emplear una arena correctora,

preferiblemente rodada, blanca y sin finos. Se encontró un material de estas características en Alhama de Aragón, en forma de arena silícea blanquecina de 2 mm de tamaño máximo y con sólo un 3% de finos.

Árido grueso: El árido grueso a emplear no es necesario que sea blanco, siempre que se trate de un árido lavado (para evitar la presencia de polvo mineral indeseado), tener un tamaño máximo inferior a 20 mm y, preferentemente, ha de ser árido de machaqueo (para contribuir a lar resistencias mecánicas del hormigón). Se optó por emplear un árido 5/12 silíceo machacado lavado, procedente de la gravera Blesa.

Tras una serie de pruebas en obra, buscando aquella composición que reuniera mejores características de bombeabilidad, resistencia a la segregación y acabado superficial, se fijó una curva de composición de los áridos para emplearla en todos los hormigones autocompactantes (Fig.1)

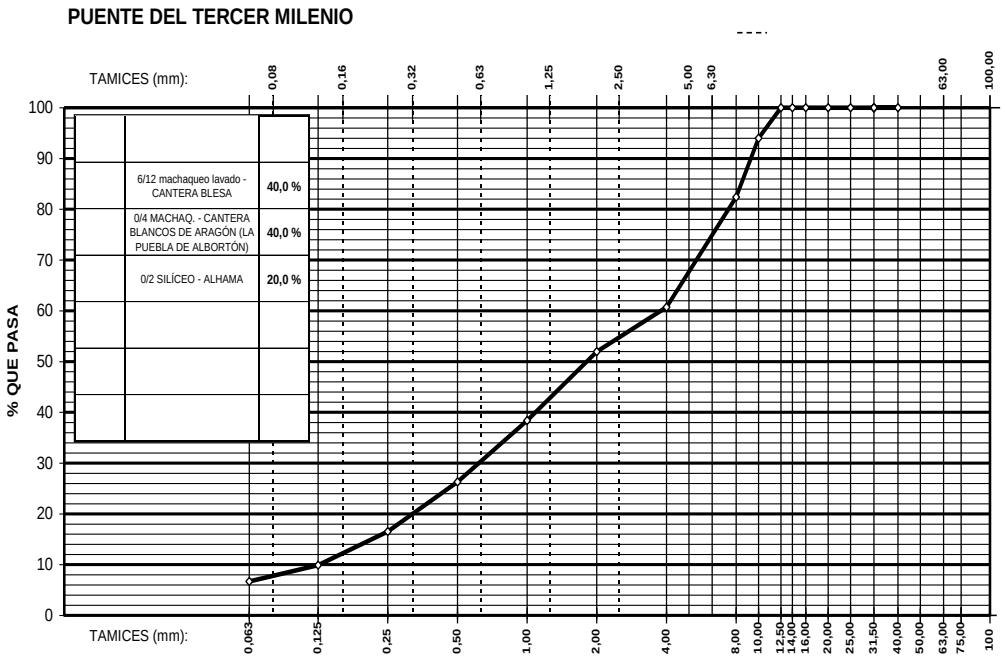


Fig.1 Curva de composición granulométrica

2.3 Selección de los aditivos

Los principales parámetros empleados en la selección de aditivos fueron:

-Capacidad de reducción de agua y de fluidificación de la mezcla, permitiendo, por un lado, el relleno de zonas muy densamente armadas, y por otro, permitiendo el acabado de superficies con pendientes entre el 2 y el 5%, sin que se produjeran escurrimientos indeseados en la masa.

-Minimización de la tendencia a la segregación, cohesionando la masa de hormigón fresco.

-Mantenimiento de la trabajabilidad: La complejidad de las formas hormigonadas, unido a la elevada superficie de hormigonado que presentaban algunas zonas, obligaba a emplear un hormigón que mantuviese unas condiciones de autocompactabilidad durante un tiempo suficiente (>45 minutos), incluso en las condiciones más adversas (temperaturas elevadas, viento fuerte). Este parámetro se mostró especialmente crítico, a causa de la elevada velocidad de fraguado del cemento blanco con las bajas relaciones agua/cemento empleadas.

-Desarrollo rápido de resistencias: Para poder mover y colocar las piezas prefabricadas, así como para poder realizar el tesado de cada dovela previo a su empuje, ha sido necesario que, en muchas ocasiones, las resistencias superasen los 40 MPa en 24 horas.

-Aspectos estéticos: Los aditivos no deben contribuir a la coloración de la superficie

Todos estos condicionantes llevaron a la selección de una combinación de aditivos, en algún caso especialmente adaptados por el fabricante (BASF Construction Chemicals) para su empleo en este proyecto:

-Glenium TC 1333 SCC (Aditivo superfluidificante + modulador de viscosidad)

-Bettoretard (Aditivo retardador de fraguado)

-Meyco MS 685 (Suspensión de sílice coloidal, empleada como cohesionante de la mezcla, que contribuye a mejorar la homogeneidad y calidad del acabado superficial, así como a aumentar ligeramente las resistencias mecánicas y a mejorar la durabilidad).

Las proporciones de superfluidificante y de retardador se varían para cada hormigonado (e incluso durante un mismo hormigonado), en función de las condiciones ambientales, de la densidad de armado, de las características del encofrado, del procedimiento de hormigonado y de las necesidades de producción (plazos de desencofrado, de postesado, etc).

2.4 Dosificaciones de los hormigones

La dosificación final para cada tipo de hormigón autocompactante es:

Componente	**HAC-60**	**HAC-75**
Cemento	435 kg/m3	450 kg/m3
Agua eficaz(*)	147 kg/m3	147 kg/m3
Relación A/C	0,34	0,32
Glenium TC1333 SCC	2,2 – 3,0%spc	
Bettoretard	0,5 – 1,1%spc	
Meyco MS 685	1,5%spc	
Arena caliza 0/4	40%	
Arena silícea 0/2	20%	
Grava 4/12	40%	

(*) No incluye el agua de absorción de los áridos, pero sí que se considera el agua contenida en los aditivos

3. Fabricación del hormigón

Para la fabricación del hormigón se ha empleado una planta Frumecar instalada por Hormigones N&B junto al propio puente y dedicada en exclusiva a esta obra.

Esta planta está provista de amasadora de 2 ejes horizontales, con pesaje de cemento, agua y áridos y dosificación volumétrica de aditivos. La capacidad de la amasadora es de 3 m3, si bien se ha limitado a 2,5 m3 para asegurar una mejor homogeneidad del hormigón y evitar plazos de amasado demasiado prolongados (aún tomando esta precaución, los plazos mínimos de amasado han sido de 90 – 120 segundos).

Con el fin de garantizar la homogeneidad del hormigón y evitar pérdidas prematuras de consistencia por la elevada absorción de la arena, se ha procedido a humectar y homogeneizar antes de cada hormigonado los acopios de arena caliza, que se recibe en obra con humedades en torno al 1-2%, hasta obtener una humedad próxima a la de saturación de la arena (entre el 3 y el 5%). La humedad de los materiales se comprueba regularmente antes y durante el transcurso de cada hormigonado.

Para cada amasada se verifica, antes de vaciarla al camión, que la consistencia es estable y que se ha alcanzado el valor requerido mediante el amperímetro que mide el consumo del motor de la amasadora.

Para poder adaptar en todo momento las características del hormigón a lo requerido por el elemento a hormigonar es en todo momento imprescindible que la planta de fabricación y el tajo se encuentren perfectamente coordinados, con un interlocutor único en cada lugar.

4. Puesta en obra del hormigón

La puesta en obra se ha realizado siempre por bombeo, salvo en el caso de las prelosas elaboradas en el taller de prefabricación, que se han hormigonado empleando un cubilote. La elevada viscosidad del HAC fabricado, los reducidos espesores, las elevadas densidades de armado (Fig. 2), la necesidad imperativa de que los acabados superficiales fuesen homogéneos, son factores que han obligado a complementar con algo de vibración la puesta en obra del hormigón.

Fig.2- Detalle del armado (Dovela 1)

En los casos en los que se trataba de garantizar un acabado superficial adecuado (en paramentos horizontales o inclinados, con riesgo de atrapar burbujas de aire, o muy próximos a grandes concentraciones de armaduras y vainas) se recurrió a vibradores de superficie acoplados al encofrado.

En otras zonas, especialmente en la losa superior (fig.3) y en las lajas, ha sido necesario el empleo puntual de vibradores de aguja para garantizar una correcta unión entre tongadas sucesivas de hormigón, ya que en dichas zonas se requería que una delgada capa de hormigón (con espesores entre 10 y 20 cm) mantuviese una pendiente superficial del 3-4% sin acumularse en las zonas bajas del tablero, lo que obligaba a dosificar un hormigón menos fluido y más viscoso y que, en ocasiones, requiere de una ligera vibración para romper la película superficial que se forma, especialmente en tiempo caluroso y con viento.

Fig.3 Hormigonado de losa superior

En cualquier caso, para evitar los defectos superficiales debidos a la presencia de bolsas de aire, se han dispuesto orificios de purga en las zonas más sensibles de los encofrados. Estos orificios, además de permitir salir al aire atrapado entre el hormigón y el encofrado, son muy útiles para poder verificar el correcto llenado del molde.

En algunos elementos, se han dispuesto pequeñas ventanas (fig.4) en el encofrado para hormigonar y observar desde ellas aquellas zonas de difícil acceso para el hormigón.

Fig. 4 Detalle de ventana

Los elementos más masivos han sido los capiteles sobre los que apoyan los extremos del arco. Se trata de unas pirámides truncadas de sección octogonal (fig.5), y la magnitud de las solicitaciones a que se verán expuestos hizo que se tomasen precauciones especiales para minimizar los riesgos de fisuración.

Fig. 5 capitel

Al no existir coacciones al movimiento del capitel, el único riesgo significativo de fisuración es el que se deriva de la existencia de gradientes internos de temperatura. Se dispusieron termopares a diferentes profundidades dentro de la masa de hormigón, controlando en todo momento que la máxima diferencia de temperatura entre dos puntos cualesquiera de la masa (ΔT máximo) no excediera de 25ºC (fig.6). Se aisló térmicamente la zona superior expuesta, y retrasó la retirada del encofrado de madera durante el tiempo necesario para que el ΔT máximo no alcanzase valores superiores a los prescritos.

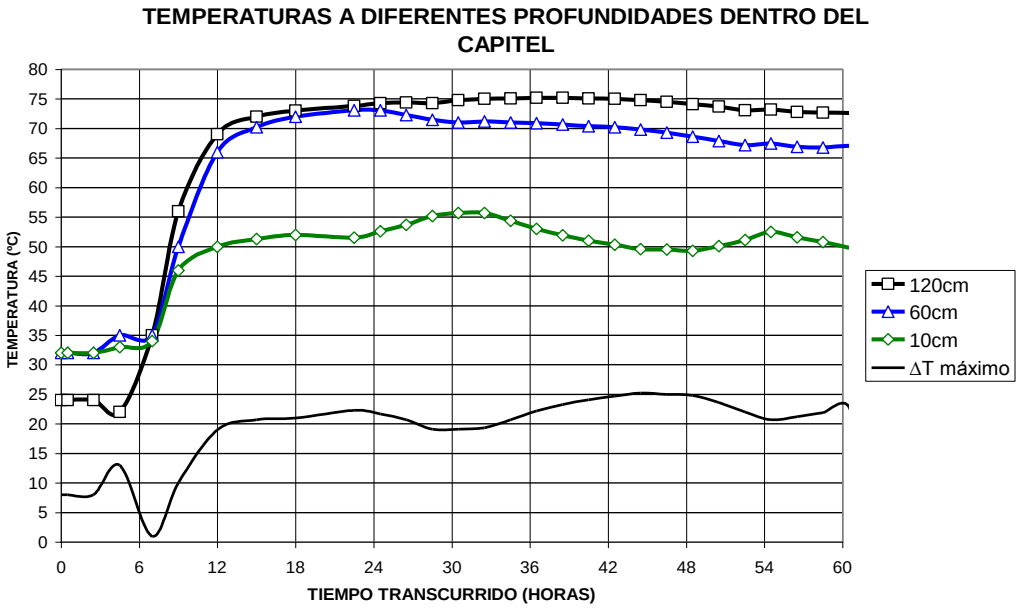


Fig. 6 Gráfico de evolución de temperaturas

Durante el hormigonado se ha llevado a cabo un control intenso de la resistencia del hormigón (6 series de probetas

cada 100 m3). Durante los controles de consistencia, realizados mediante el método del escurrimiento del cono (ensayo de extensión de flujo), se ha ido verificando que el hormigón no presentaba una tendencia significativa a la segregación. Además se ha controlado regularmente el espesor de la capa de lechada sobre la masa de hormigón a medida que se colocaba en el encofrado, ya que sólo de esta manera se pueden detectar fenómenos de segregación estática (asentamiento diferencial de los componentes del hormigón ya colocado, con acumulación de lechada en la zona superior).

5. Propiedades y características del hormigón

Se resumen a continuación las propiedades más significativas del hormigón, tanto fresco como endurecido (se ofrecen los intervalos de valores más frecuentes para cada parámetro).

Fluidez (ensayo de escurrimiento según UNE 83.361): 68 – 76 cm

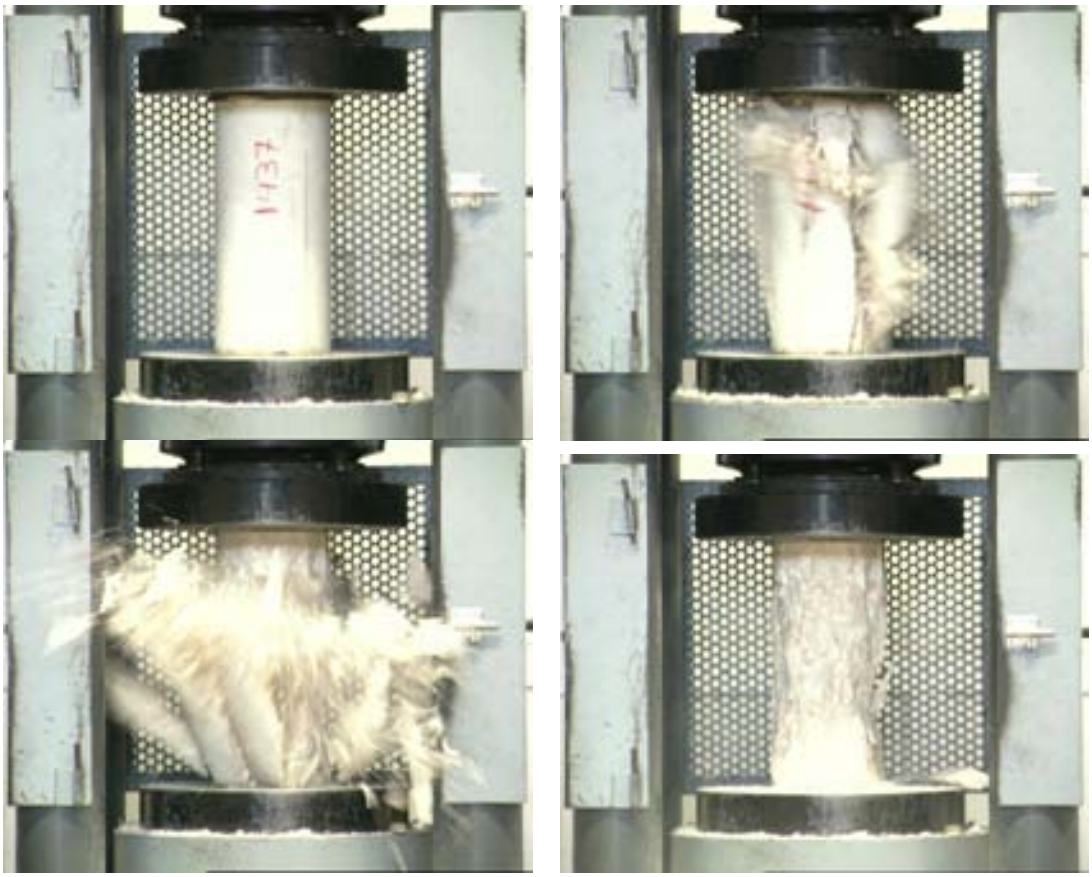
Viscosidad (ensayo de escurrimiento según UNE 83.361): 3 – 9 s

Resistencias a compresión

EDAD	HAC-60	HAC-75
48 h	50 - 56 MPa	60 – 66 MPa
7días	65 - 72 MPa	70 – 80 MPa
28 días	75 – 83 MPa	81 – 92 MPa

Las resistencias a compresión han sido determinadas sobre probetas ajustadas mediante pulido. En nuestra experiencia, este método es el más adecuado para determinar de una manera fiable las resistencias de hormigones de alta resistencia, especialmente en los muy fluidos y autocompactantes.

Los coeficientes de variación obtenidos están entre el 5 y el 6%, lo que es indicativo de una buena homogeneidad del hormigón.



Hormigón ha-75 blanco – secuencia de la rotura explosiva de una probeta

6. Conclusiones

El estado del arte actual en los hormigones autocompactantes permite la fabricación de hormigones blancos de altas prestaciones que posean simultáneamente un gran valor arquitectónico, obteniéndose unos acabados superficiales de alta calidad.

Para lograr esto, es muy importante que el diseño de la mezcla se adapte en todo momento a las particularidades de los encofrados, puesta en obra, materiales disponibles y prestaciones exigidas al hormigón.

Para ello es imprescindible realizar una intensa campaña de ensayos y pruebas a escala industrial, durante la cual, además de optimizar la composición del hormigón, se estará formando al personal que tomará parte en su fabricación, control y puesta en obra. Es muy importante que en estas pruebas se evalúe la sensibilidad de la mezcla a las temperaturas y a pequeñas variaciones en el contenido de agua, ya que estas pueden tener efectos inesperados sobre la reología de la mezcla, en función del aditivo empleado. También es importante prestar mucha atención a los fenómenos de segregación estática, que pueden dificultar o incluso llegar a impedir la puesta en obra del hormigón, sin que sean detectables mediante los ensayos habituales.