

Original

Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Design of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Antonio Martínez Cutillas^{a,*}, Juan Antonio Navarro González-Valerio^b, Silvia Fuente García^b
y Gonzalo Osborne Gutierrez^b

^a Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L., Madrid, España

Recibido el 22 de diciembre de 2015; aceptado el 18 de marzo de 2016

Disponible en Internet el 23 de junio de 2016

Resumen

El tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz incluye los 1.180 m de longitud correspondientes a 540 m del vano central entre torres de atirantamiento, los 2 vanos de compensación de 200 m de luz cada uno y 2 vanos más semiatirantados de 120 m de luz.

Por ser el de mayor luz, la concepción del tramo atirantado es el que ha condicionado el proyecto de todo el puente. Se presentan los criterios de diseño de todo el puente frente a cargas verticales y horizontales y los elementos específicos de la sección transversal mixta hormigón-acero, losas prefabricadas, tirantes, apoyos y juntas de dilatación.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente atirantado; Sección mixta hormigón-acero; Tirantes; Apoyos; Losas prefabricadas de hormigón

Abstract

The 1812 Constitution cable-stayed bridge over Cadiz Bay includes a total length of 1,180 m, and covers the main span of 540 m between the towers, two back spans of 200 m long, and two partially cable-stayed spans 120 m long.

The cable-stayed bridge, with its maximum span has determined the design of the whole bridge. The design criteria for both vertical and horizontal loads are shown. The specific concepts for the composite steel-concrete cross section, precast slabs, cable-stays, bearing devices, and expansion joints are explained.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cable-stayed bridge; Composite steel-concrete cross section; Stays; Bearing devices; Precast concrete slab

1. Descripción general

1.1. Configuración longitudinal

El tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz incluye los 1.180 m de longitud

correspondientes a 540 m del vano central entre torres de atirantamiento, los 2 vanos de compensación de 200 m de luz cada uno y 2 vanos más semiatirantados de 120 m de luz cada uno (figs. 1–3) [1–4].

Por ser el de mayor luz, la concepción del tramo atirantado es el que ha condicionado el proyecto de todo el puente. La luz de 540 m precisa de una sección con un perfil aerodinámico y un canto de 3,0 m. Con este canto pueden conseguirse luces de 75,0 m tanto en construcción mixta hormigón-acero como en tableros de hormigón pretensado. Según la rasante disminuía de

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: amartinez@cfcsl.com (A. Martínez Cutillas).

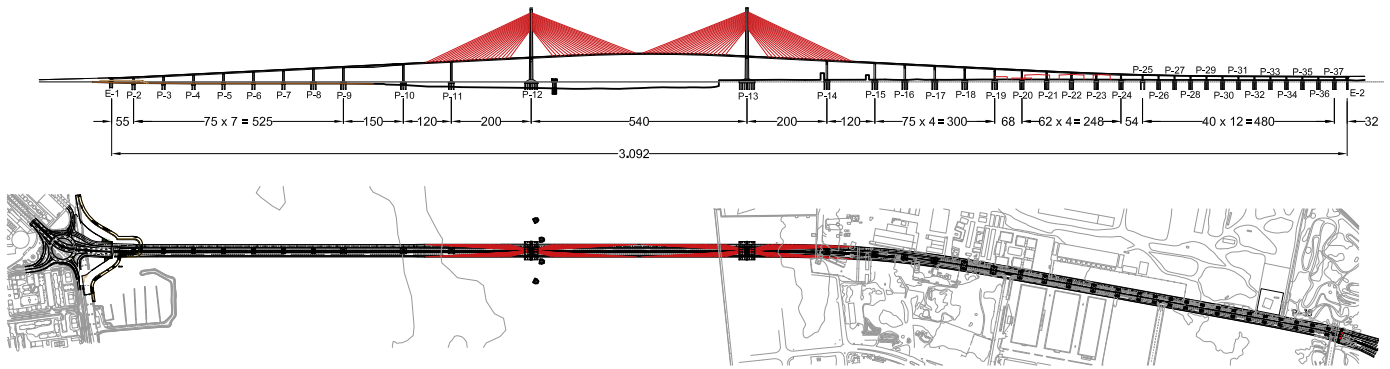


Figura 1. Esquema general del puente.



Figura 2. Vista general del puente.



Figura 3. Vista parcial del puente.

altura en el viaducto de acceso del lado Puerto Real, la luz se fue disminuyendo de forma progresiva hasta alcanzar los 40,0 m, por lo que consecuentemente se disminuyó el canto hasta 2,0 m.

Una decisión inicial de proyecto fue mantener una luz de 200,0 m en el vano de compensación del vano principal. Esta decisión tiene repercusión en una menor eficacia del sistema de atirantamiento y dificulta la construcción por voladizos, pero da lugar a una transición de luces formalmente muy adecuada para un puente de gran visibilidad desde un entorno urbano.

Para mostrar el orden de magnitud de la distancia a la primera pila del vano de compensación y el voladizo cuasi-simétrico tan grande durante la construcción, se incluye la [tabla 1](#). En ella se indican los vanos laterales de algunos de los principales puentes atirantados del mundo, concluyéndose que:

- Las distancias hasta la pila lateral son mucho menores. En este puente, hasta alcanzar 100 m de voladizo, los desplazamientos verticales fueron únicamente de 0,75 m.
- En la mayor parte de estos puentes se ha construido primero el vano lateral por diversos medios constructivos y luego se ha avanzado el voladizo del vano central. El movimiento del extremo del voladizo a 238,50 m de la torre durante el izado de la dovela 12-d, realizado después de unir el voladizo a la pila del vano de compensación, es únicamente de 1,33 m, comparado con los 2,76 m producidos a 198,0 m durante el izado de la 11-i. Si en vez de un único apoyo a 200 m existiesen varios, como en los puentes mostrados en la [tabla 1](#), se hubiesen podido limitar los máximos movimientos verticales a menos de 1,0 m.

Tabla 1
Comparación de la longitud de los vanos de compensación en puentes atirantados reseñables

| Puente | País | Luz (m) | Vano lateral (m) | Apeos adicionales constructivos |
|-----------------|------------|---------|------------------|---------------------------------|
| Russky | Rusia | 1.104 | 84 | |
| Sutong Bridge | China | 1.088 | 300 | Sí |
| Stonecutters | China | 1.018 | 150 | |
| Normandy Bridge | Francia | 856 | 96 | |
| Oresund | Dinamarca | 490 | 140 | |
| Second Severn | Inglaterra | 456 | 80 | |
| Vasco da Gama | Portugal | 420 | 80 | |

- Solo en puentes atirantados continuos como el Ting-Kau, el Rion-Antirion o el nuevo Firth of Forth aparecen voladizos simétricos mayores, aproximadamente de 275, 280 y 325 m, respectivamente; este último, récord mundial. Sin embargo, en todos ellos se disponen elementos como torres extremadamente rígidas (Rion-Antirion) o cables inferiores y superiores (Ting-Kau, Firth of Forth) que estabilizan la torre y disminuyen los desplazamientos.

Por otro lado, para esta luz principal se estudió la idoneidad de construir un tablero de hormigón pretensado, un tablero mixto de hormigón-acero o un tablero totalmente metálico. Del estudio de detalle se dedujo la idoneidad de un tablero mixto hormigón-acero frente a las otras 2 alternativas, como consecuencia de la proporción del coste de los tirantes por un lado y el coste más elevado de una losa ortótropa de acero. A partir de esta conclusión, y compatible con el rango de luces adoptado y los procedimientos de construcción analizados, se decidió proyectar los tableros construidos sobre el mar (viaducto de acceso a Cádiz, tramo desmontable y tramo atirantado) en sección mixta hormigón-acero, con la excepción del tramo desmontable, proyectado totalmente en acero, con el fin de minimizar los pesos de montaje y desmontaje. Los tableros construidos sobre tierra (viaducto de acceso a Puerto Real) se proyectaron con tableros de hormigón pretensado. De esta forma se adecuaban mejor los tableros mixtos y de acero a procedimientos de construcción mediante izados o empuje y los tableros de hormigón a procedimientos de construcción vano a vano con cimbra apoyada en el suelo. Por otro lado se conseguía reducir los riesgos de suministro, construcción e incrementos de precios que la construcción de estos grandes puentes puede producir.

Además de los aspectos resistentes que hemos analizado frente a acciones verticales, es necesario destacar la concepción del puente frente a acciones horizontales. La intención del proyecto siempre ha sido mantener una unidad formal de todo el puente desde el estribo 1 en Cádiz al estribo 2 en Puerto Real, sin establecer discontinuidades entre los viaductos de acceso y el puente principal. Esta intencionalidad formal se ha aplicado igualmente a los aspectos estructurales, manteniendo siempre que ha sido posible la continuidad estructural. Esta continuidad ha tenido que interrumpirse por la presencia del tramo desmontable. Por ello se disponen 4 juntas estructurales en los 2 estribos y sobre las pilas que soportan el tramo desmontable. Las longitudes entre juntas resultan 580,150 y 2.362 m, que suman los 3.092 m entre ambos estribos (fig. 1). Para minimizar la

transmisión de esfuerzos del tablero a las pilas y cimentaciones como consecuencia de las deformaciones impuestas de origen térmico y reológico, se han dispuesto aparatos de apoyo entre las pilas y el tablero. Como se detallará más adelante, todos son apoyos deslizantes con rótula esférica, exceptuando los que soportan el tramo desmontable y los 3 apoyos centrales del viaducto acceso a Cádiz, que son apoyos elastoméricos. Los aparatos de apoyo con rótula esférica situados en el lado derecho según avance de PK son libres, y los situados a la izquierda son guiados. Los apoyos dispuestos en las torres son todos ellos libres, disponiéndose unos topes longitudinales en la torre 13, situada en el muelle, y topes transversales en ambas a base de una llave metálica con apoyos de neopreno-teflón interpuestos.

Con esta configuración, las acciones longitudinales de baja velocidad producidas por el frenado y el viento son resistidas en las pilas centrales del viaducto acceso a Cádiz, en las pilas correspondientes al tramo desmontable y en la torre 13. Las acciones transversales son resistidas en todas y cada una de las pilas y estribos.

El puente se encuentra situado en una zona de moderada sismicidad, con una aceleración del suelo sobre base rocosa igual a 0,07 g. La ciudad de Cádiz puede estar sometida a un sismo con 2 orígenes diferentes: lejano, proveniente de la falla Azores-Gibraltar, y próximo, proveniente del contacto de la falla europea y africana. Con la configuración diseñada para deformaciones impuestas y acciones horizontales de baja velocidad, el sismo en dirección transversal al eje del puente es resistido en cada una de las pilas y estribos y el sismo en dirección longitudinal sería resistido por las mismas pilas centrales del viaducto de acceso a Cádiz, las pilas del tramo desmontable y la torre 13. Esta configuración obligaría a un sobredimensionamiento de la torre 13 y de su cimentación. Por este motivo se consideró más conveniente instalar dispositivos transmisores de impacto en la torre 12 que no establecieran coacción frente a deformaciones impuestas y ante acciones de baja velocidad y sí una coacción completa frente a aceleraciones de origen sísmico, actuando de esta forma ambas torres como un pórtico resistente frente a acciones sísmicas longitudinales del tramo atirantado y el viaducto de acceso de Puerto Real.

1.2. Sección transversal

La sección transversal del tramo atirantado es la que ha definido el perfil y la geometría de la correspondiente al resto de los vanos, con una anchura máxima de 34,3 m y un canto de 3,0 m.

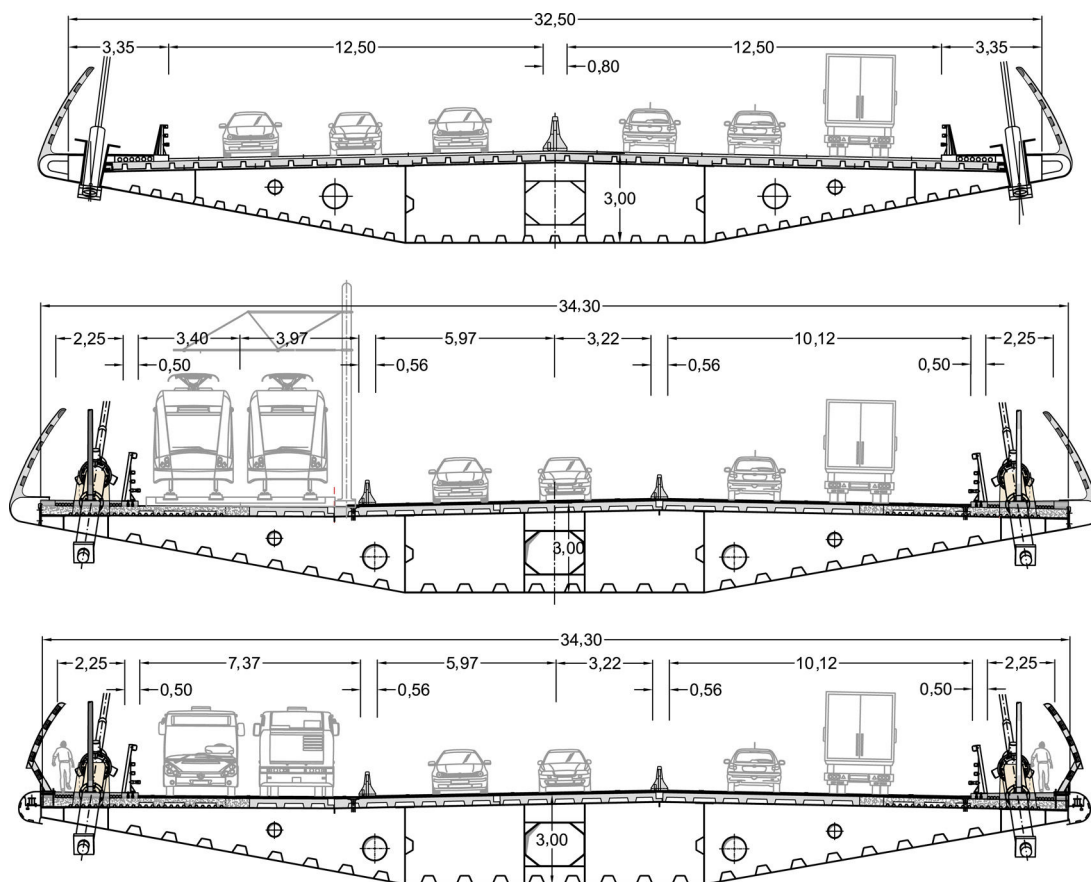


Figura 4. Evolución de la sección transversal a lo largo del proyecto y construcción.

Con un sistema de atirantamiento lateral, el comportamiento transversal es el principal en la mayor parte del tramo atirantado. Se han dispuesto diafragmas transversales cada 5,0 m que permiten combinar la luz máxima de la losa de hormigón con la disposición de tirantes cada 10 m.

Para la luz de 540 m a una altura sobre el mar de 70,0 m, las condiciones de exposición frente al viento son muy importantes y las acciones estáticas y dinámicas que producen son significativas, tanto sobre la estructura como sobre los vehículos. Por esta razón se proyectó una sección aerodinámicamente muy perfilada, manteniendo un canto de 3,0 m en los 10,0 m centrales y reduciendo el canto al máximo en los bordes. Se dispuso una barrera de protección de los vehículos de 3,0 m de altura porosa al viento y se remataron los bordes con una imposta redondeada (fig. 4). Para comprobar las hipótesis de cálculo y ajustar los coeficientes aerodinámicos del tablero se realizaron ensayos seccionales en túnel de viento, tanto estáticos como dinámicos. De estos ensayos se obtuvieron los coeficientes aerodinámicos de arrastre, sustentación y vuelco para diferentes ángulos de incidencia de la velocidad del viento, la efectividad de la barrera de protección de los vehículos y la velocidad crítica de inestabilidad frente a flameo [5]. Estos ensayos probaron la idoneidad de la sección adoptada. La barrera reducía la velocidad crítica de inestabilidad, pero permitía una protección adecuada de los vehículos. Estos resultados fueron confirmados en la fase de construcción con la realización de un modelo

completo del puente en túnel de viento, con la geometría final de las barreras, imposta y tablero que se modificaron ligeramente para permitir la instalación de un carro de mantenimiento.

Desde la fase de proyecto a la fase final de construcción se plantearon distintos usos de la plataforma que obligaron a modificaciones de la anchura de la sección transversal y la disposición de las pendientes transversales (fig. 4).

Inicialmente se planteó una plataforma de 2 calzadas de tráfico viario con 3 carriles por sentido. Ante la posibilidad de construir una línea tranviaria entre Cádiz y Puerto Real, la sección fue modificada y ampliada, disponiendo una plataforma específica de tranvía por el lado izquierdo y 2 calzadas con 2 carriles por sentido. Esta ampliación obligó a modificar las pendientes transversales, necesarias para el drenaje, y la disposición de barreras de contención divisorias. Finalmente, ante el retraso de la construcción de la línea tranviaria, por razones presupuestarias, se ha sustituido por una plataforma específica para autobuses. En el tramo atirantado se han dispuesto unas aceras para labores de mantenimiento y para la ubicación de los anclajes de los tirantes con su protección anti vandálica y sus amortiguadores.

Más allá de los 420 m centrales del puente atirantado, en el que la sección tiene un comportamiento principalmente transversal, se disponen 2 almas centrales separadas 10,0 m que permiten una transmisión directa y eficaz del esfuerzo cortante longitudinal a los apoyos y pilas (figs. 5 y 6).

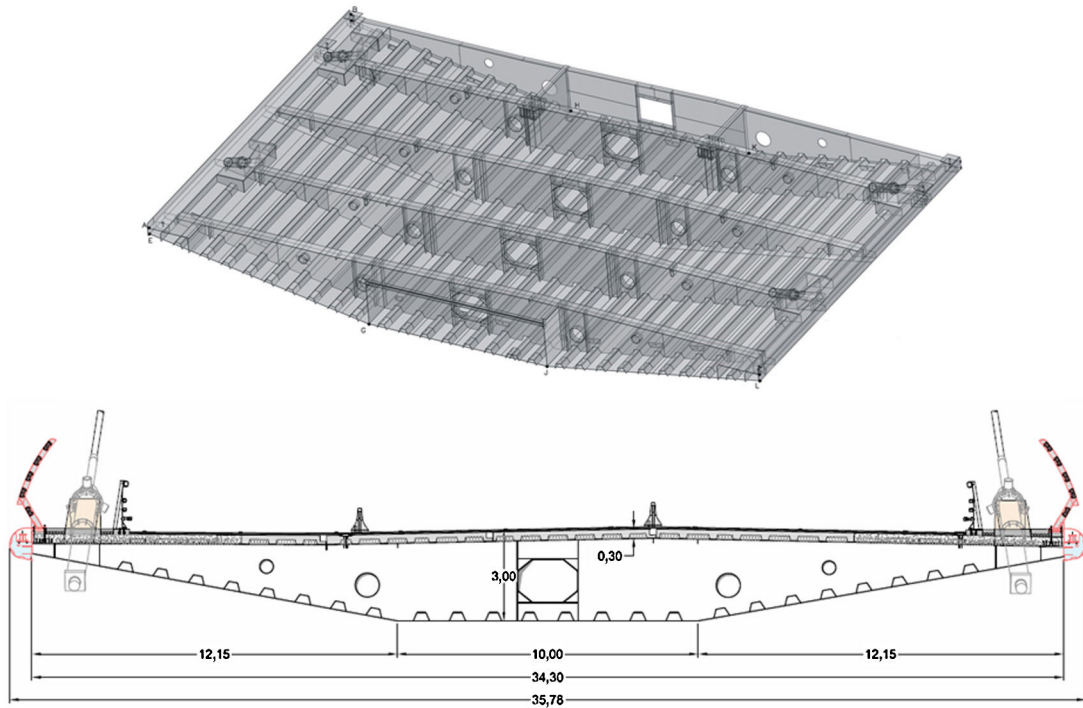


Figura 5. Sección transversal sin almas verticales.

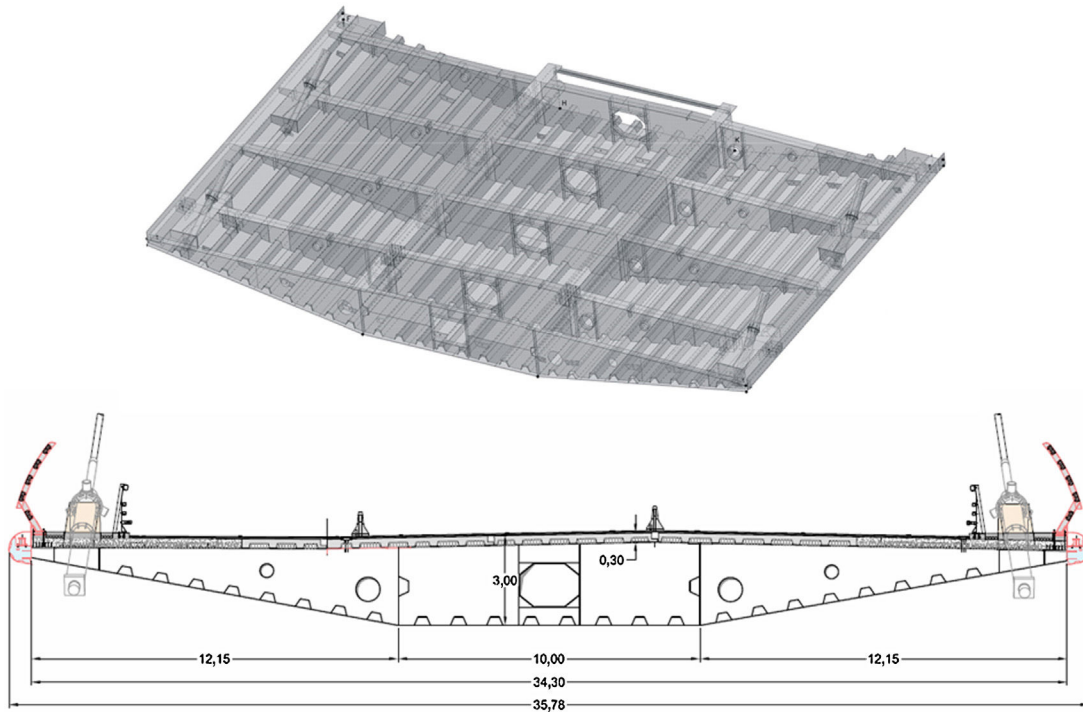


Figura 6. Sección transversal con almas verticales.

La distribución del hormigón en la losa superior varía de una a otra zona. Por ejemplo, todo el interior de la viga cajón se hormigona sobre las pilas contiguas a las torres en los vanos de compensación, en una longitud de 20 m, para actuar como contrapeso del dintel central. Una segunda particularidad que existe es la doble acción mixta que se realiza

a lo largo de 60 m sobre cada torre de atirantamiento y en las pilas contiguas de los vanos de compensación de 85 m en la pila de la bahía y 65 m en la del muelle. Por otro lado, la losa superior de hormigón es de 30 cm de espesor y está realizada in situ o prefabricada con aligeramientos de distinta cuantía.

2. Características específicas del tablero

2.1. Sección de acero

La variación de anchura se realiza mediante transiciones entre los tramos siguientes:

- Tramo 5: entre el pK 0 + 794,835 m hasta el pK 0 + 843,166 m con un ancho variable entre 33,20 y 34,30 m.
- Tramo 6: entre el pK 0 + 843,166 m hasta el pK 1 + 920,244 m con una longitud total de 1.077,078 m con un ancho constante de 34,30 m.
- Tramo 7: desde el pK 1 + 920,244 m hasta el pK 1 + 974,00 m con un ancho variable entre 34,30 y 33,20 m.

La dovela estándar es de 20,00 m, con 2 parejas de tirantes cada 10,00 m, disponiendo de diafragmas cada 5,00 m, en los que se realizan un paso de hombre central en el eje de trazado y 2 pasos de tubo por voladizo para diversas conducciones de servicio y drenaje.

Los diafragmas están rigidizados transversal y longitudinalmente y disponen de un refuerzo de chapa en los bordes extremos. Las chapas inferiores inclinadas, así como la inferior central de 10,00 m, disponen de rigidizadores longitudinales formados por perfiles en omega.

Dado que el tablero se encuentra sometido a un estado de flexocompresión, se realizó un estudio detallado de optimización de la rigidización longitudinal de las chapas, estudiándose el cumplimiento de las condiciones resistentes tanto en estado límite de servicio como en estado límite último. Este estudio se extendió al nivel de seguridad de los diafragmas frente al pandeo lateral en la situación de la construcción de la losa de hormigón, ya que no se dispusieron elementos significativos de arriostramiento (fig. 7). Para el control de la inestabilidad lateral de las cabezas de los diafragmas en zona sin almas, durante la construcción de la losa de hormigón del tablero se dispusieron 2 perfiles angulares intermedios que apuntalaban dichas cabezas contra la sección de hormigón ya construida.

Como se indicó con anterioridad, la mayor parte del vano principal del puente atirantado tiene un comportamiento transversal, por lo que no dispone de almas intermedias. La transmisión del esfuerzo cortante se realiza por medio de las chapas inclinadas y verticales extremas. En las zonas próximas

a las torres, que no disponen de tirantes, el aumento del esfuerzo cortante longitudinal precisa incorporar las almas centrales. Los vanos de compensación disponen de las almas intermedias por la necesidad de transmitir los esfuerzos cortantes hasta las pilas intermedias. En el estudio específico realizado al efecto, las almas centrales transmiten el 75% del esfuerzo cortante total, y el resto se transmite por las almas inclinadas.

2.2. Losa de hormigón

En el tramo atirantado, como ya hemos descrito anteriormente, se adopta una solución con sección mixta, con losa de hormigón superior de 30 cm de canto. A la hora de diseñar la losa se ha buscado desde la génesis del proyecto viabilidad económica y agilidad en la ejecución, proponiendo una distribución de losas prefabricadas y macizas, con 9 tipologías distintas dependiendo de los esfuerzos de tracción y rasante en la misma (fig. 8).

El diseño de la losa de hormigón se ha realizado manteniendo en todo momento un equilibrio entre las condiciones resistentes en cada una de las zonas del tablero y los procedimientos constructivos (fig. 9).

En la zona de las torres, la losa de hormigón es maciza pretensada para permitir la construcción en voladizos sucesivos (fig. 10). Se ha dispuesto un pretensado de la losa en 15 m a cada lado del eje de la torre, centralizado en calles de 3,00 m sobre las almas centrales, con tendones planos de 4 cordones de 0,6”.

Fuera de las zonas pretensadas, las franjas laterales que son precisas para el tesado de los tirantes se han proyectado con losa hormigonada in situ maciza o aligerada con encofrado perdido no colaborante de chapa grecada (fig. 11).

El resto del tablero se resuelve mediante losas nervadas prefabricadas, cuya armadura y geometría varía en función de los esfuerzos, pero siguiendo siempre una distribución uniforme en el intereje de los nervios que permita la continuidad de la armadura longitudinal a lo largo de todo el tablero (figs. 12 y 13).

Se ha prestado especial atención a la resolución de los nervios, dispuestos en juntas transversales, sobre diafragmas transversales, y longitudinales, sobre las almas interiores del cajón tritelular y en la unión de la zona central de 20,36 m con las franjas laterales de 6,17 m, que transmiten las compresiones de los tirantes y que se ejecutan en primera fase para poder tesarlos (fig. 14).



Figura 7. Dovelas del tramo atirantado en campa y vista interior.

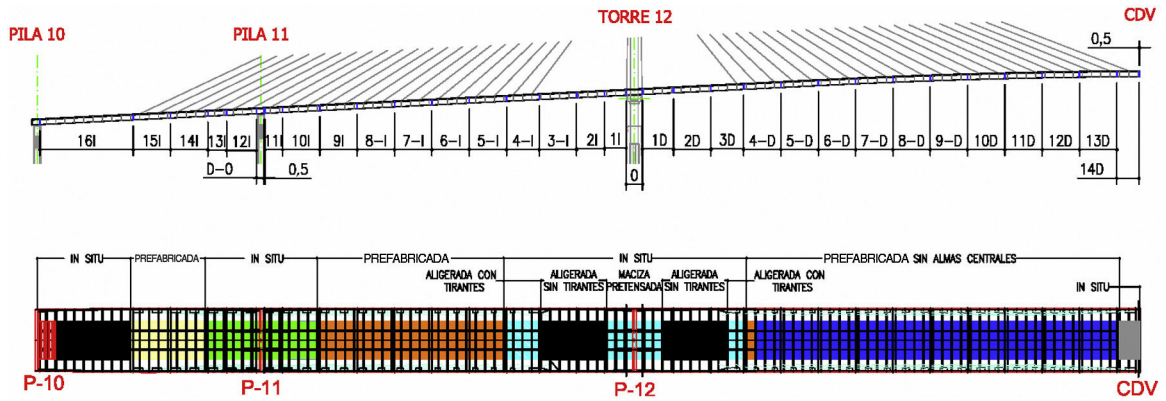


Figura 8. Distribución de losas de hormigón a lo largo del tramo atirantado.

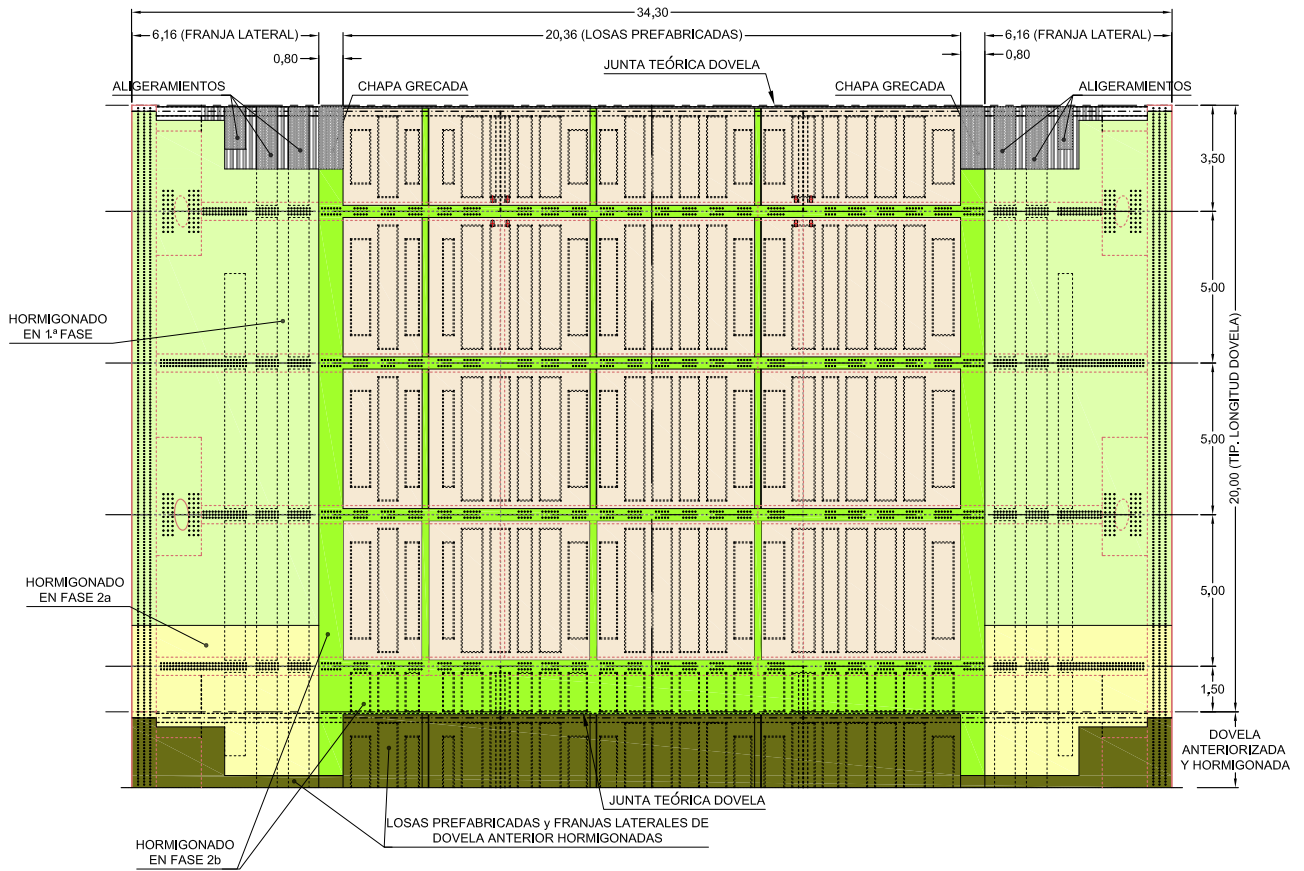


Figura 9. Distribución de losas en dovela tipo.

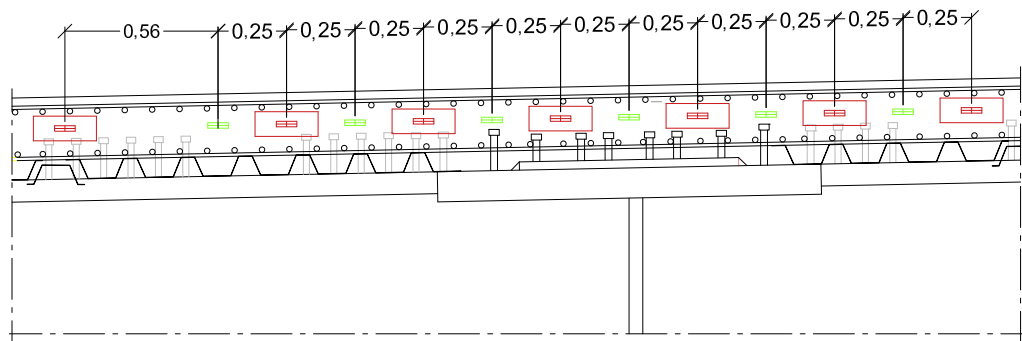


Figura 10. Solución de losa pretensada maciza con chapa grecada en la zona de torres.

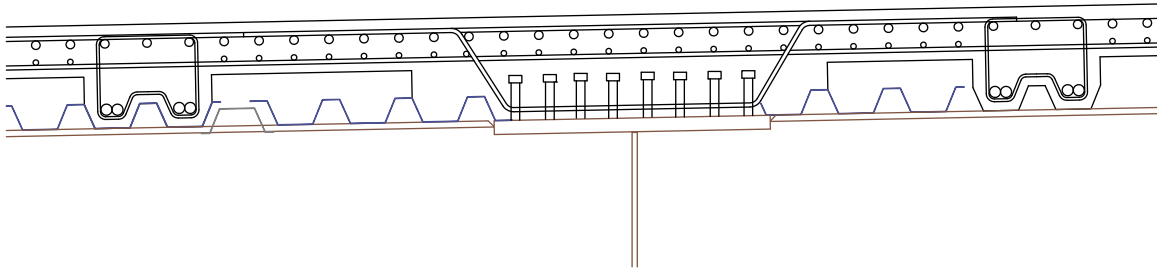


Figura 11. Solución de losa aligerada con chapa grecada.

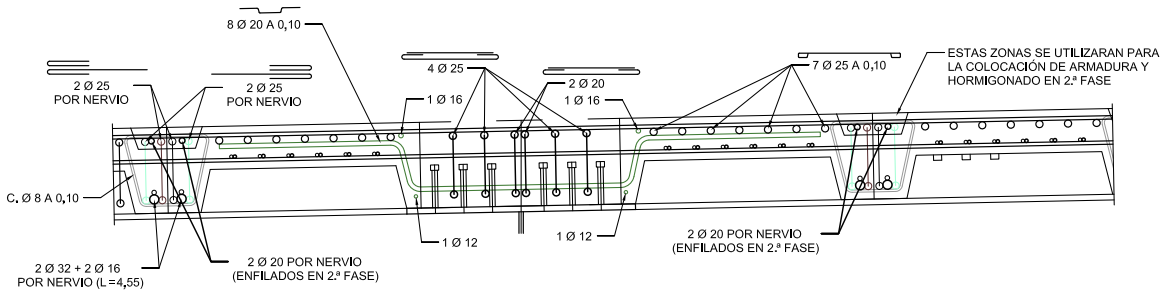


Figura 12. Solución mediante losas aligeradas prefabricadas.



Figura 13. Configuración tipo de losas prefabricadas.

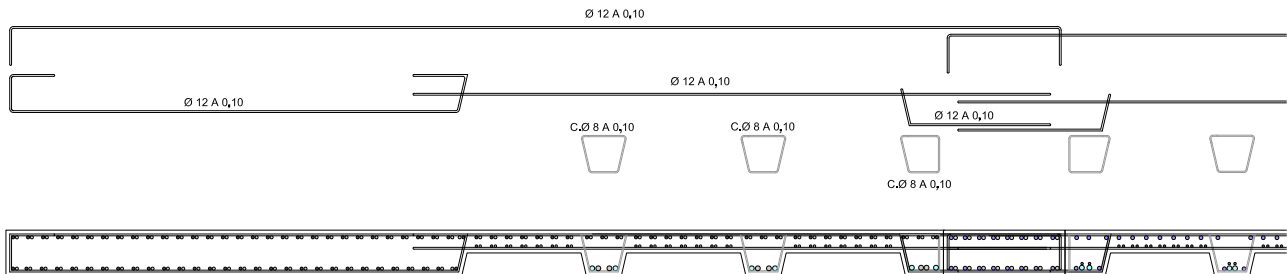


Figura 14. Detalle de franja lateral de 6,17 m, ejecutada en primera fase previa al tesado de los tirantes.

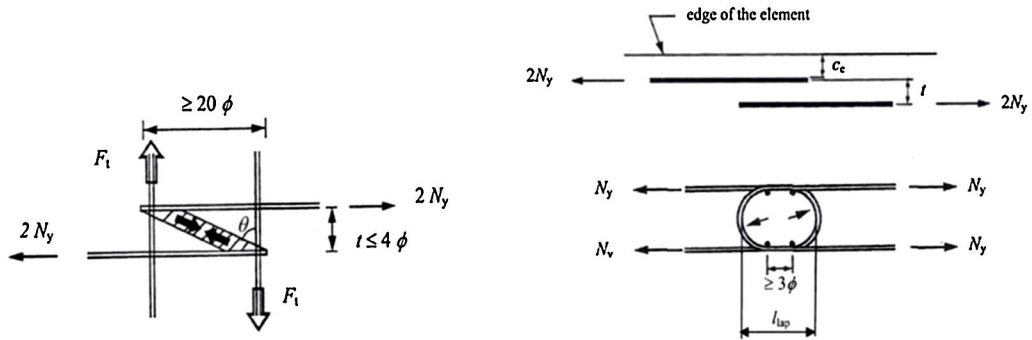


Figura 15. Esquema de transmisión de esfuerzos en la armadura definido por Dragosavik et al. (1975).

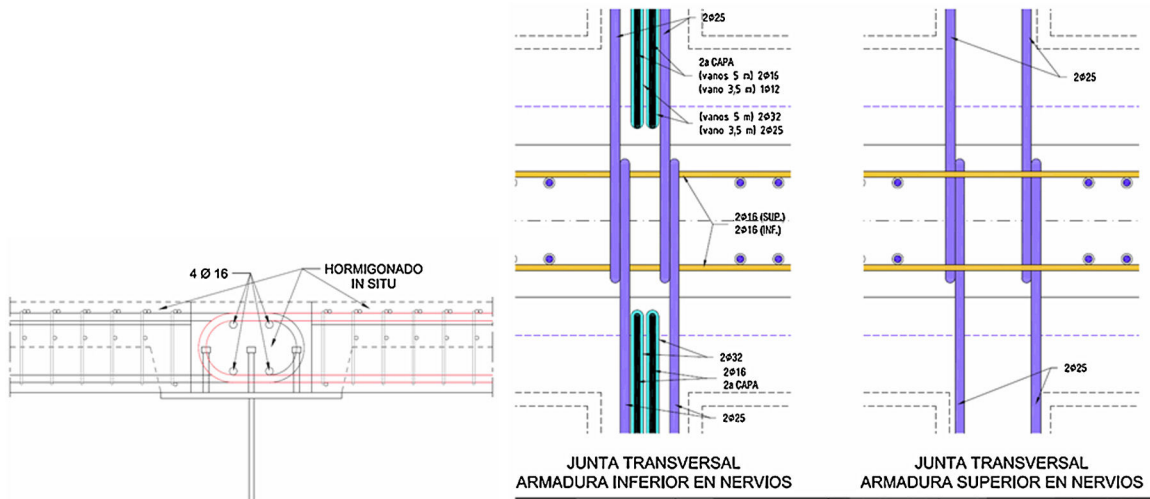


Figura 16. Solución para solape de armadura longitudinal de losas prefabricadas en juntas transversales.



Figura 17. Detalle de armadura de solape en losas prefabricadas y conexión.

Para poder resolver los nudos, encontramos como primer inconveniente el solape de la armadura longitudinal que permitiese transmitir las tracciones del tablero. Nos apoyamos en bibliografía específica [6], recurriendo al esquema de transmisión de esfuerzos en uniones con bucles planteado por Dragosavik et al. (1975), y que limita la separación en planta de los bucles y su geometría (fig. 15).

El segundo problema consistió en disponer pernos, bucles y armadura de la junta de tal forma que no hubiera interferencias y fuese ejecutable. Esto nos ha llevado a desarrollar con gran precisión las uniones para garantizar la ejecución en obra del nudo (figs. 16 y 17).

3. Tirantes

3.1. Características generales

Se disponen 88 tirantes por cada una de las torres cuyo número de cordones varía entre 75 $\phi 0,6''$ en los 4 primeros tirantes, 31 $\phi 0,6''$ en los siguientes tirantes verticales y 78 $\phi 0,6''$ en los más inclinados. Tienen triple barrera de protección; cada cordón es de acero galvanizado, protegido con una vaina individual y grasa microcristalina. El conjunto de los cordones de cada tirante se introduce en una vaina colectora de polietileno de alta densidad de color blanco.

Para prevenir los diferentes fenómenos de inestabilidad aeroelástica que pueden acaecer provocados por el viento y la lluvia, se dispuso la vaina colectora con un cordón helicoidal. Para acotar los desplazamientos inevitables producidos por las oscilaciones inducidas por el desprendimiento de remolinos se garantizó un amortiguamiento mínimo del 3%, medido en tasa de decremento logarítmico. Esto obligó a la disposición de amortiguadores de tipo axial y de fricción para los tirantes cortos y triaxiales de tipo hidráulico para los tirantes largos. La propuesta inicialmente planteada en el proyecto consistió en dejar prevista la posible ubicación de amortiguadores en todos los tirantes, instalar los que se considerarán imprescindibles de acuerdo a los modelos teóricos, para la prevención de este fenómeno, y en función de los datos registrados por la instrumentación y los cuentos oscilatorios durante la situación de servicio, instalar los que fuesen precisos. Finalmente, se estableció como más conveniente la instalación preventiva de los amortiguadores en todos los tirantes [7].

Para hacer frente a los fenómenos de inestabilidad de excitación paramétrica provenientes de los movimientos de los anclajes en las torres por el efecto del bataneo, se comprobó

que los posibles movimientos inducidos fueran admisibles para el amortiguamiento garantizado (fig. 18) [8].

3.2. Anclaje a la torre

El detalle de los anclajes de los tirantes tanto en las torres como en el tablero fue objeto de gran atención. El anclaje de los tirantes en la torre se planteó inicialmente como una solución combinada de estructura de acero y hormigón pretensado para recoger las tracciones y flexiones locales (fig. 19). Finalmente se adoptó una solución estructural mixta hormigón-acero. La estructura metálica permitía recoger todos los efectos locales de tracción y flexión y transmitir mediante pernos conectadores las fuerzas horizontales no equilibradas que se convierten en esfuerzos cortantes y las fuerzas verticales que se convierten en esfuerzos axiales sobre la estructura de hormigón armado de la torre. Para garantizar una adecuada transmisión de estos esfuerzos locales se realizaron estudios detallados de comprobación. Esta solución finalmente adoptada permitió garantizar el replanteo con precisión de las cabezas de anclaje con el adecuado control geométrico de fabricación de dichas estructuras



Figura 18. Componentes del tirante en el anclaje del tablero.

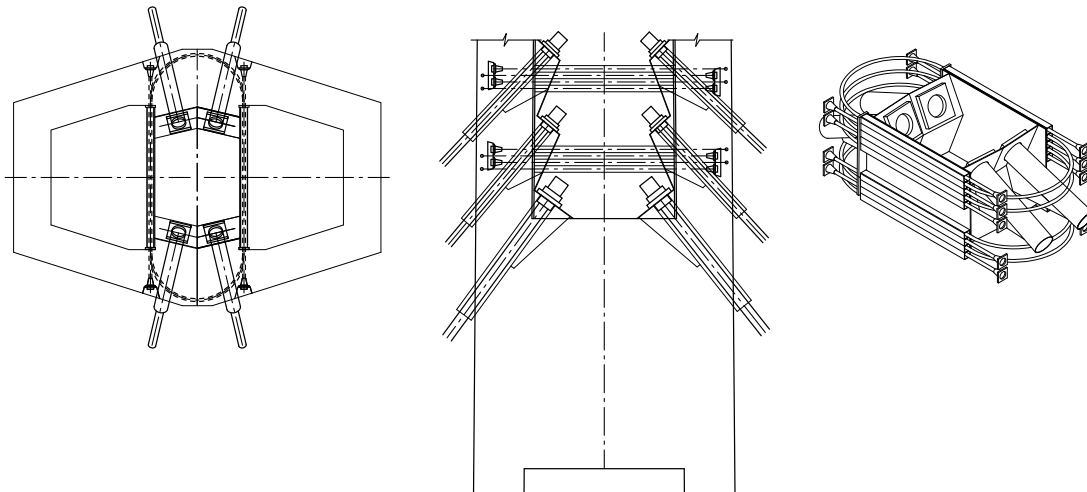


Figura 19. Propuesta inicial de anclaje de tirantes en la torre.

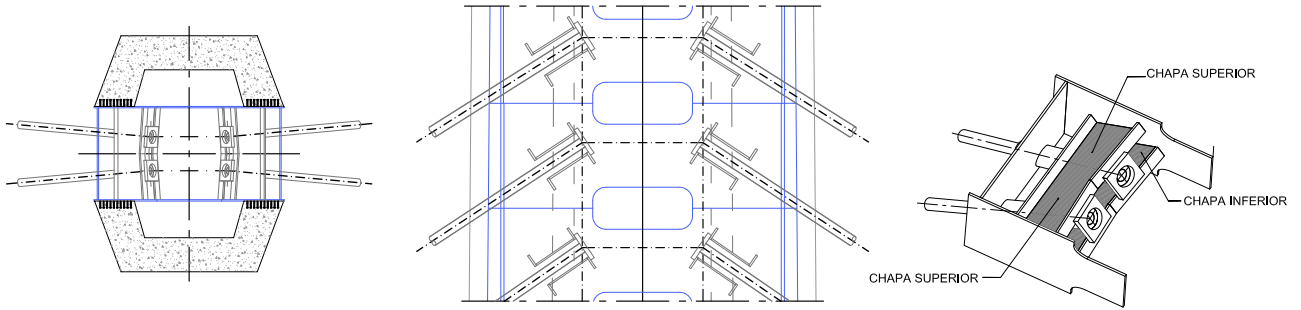


Figura 20. Detalle final de anclaje de tirantes en la torre.

metálicas en taller y con el adecuado control de verticalidad durante su montaje en obra (fig. 20) [9].

3.3. Anclaje al tablero

Para el anclaje de los tirantes en el tablero inicialmente se estudió una solución estructural que permitía independizar el proceso de puesta en carga de los tirantes de la construcción de la losa de hormigón, considerando una viga de borde de acero que recogiese los efectos locales inducidos por las componentes verticales y horizontales de las fuerzas en los tirantes (fig. 21).

El anclaje finalmente proyectado permitió aprovechar el carácter mixto de la sección desde el momento de puesta en carga de los tirantes. Para ello se proyectó la alineación del tirante de forma que la descomposición de la fuerza inclinada del mismo se realizase en la intersección del eje de la losa de hormigón con el eje correspondiente al diafragma del tablero en la sección de tirantes (fig. 22). De esta forma podían minimizarse al máximo los efectos de flexión local producidos por la transmisión de la fuerza del tirante. La adopción de este esquema estructural requirió la presencia de la losa de hormigón en el momento de puesta en carga de los tirantes.

El desarrollo de este esquema teórico obligó a acoplar las dimensiones reales de las placas de anclaje de los tirantes y sus

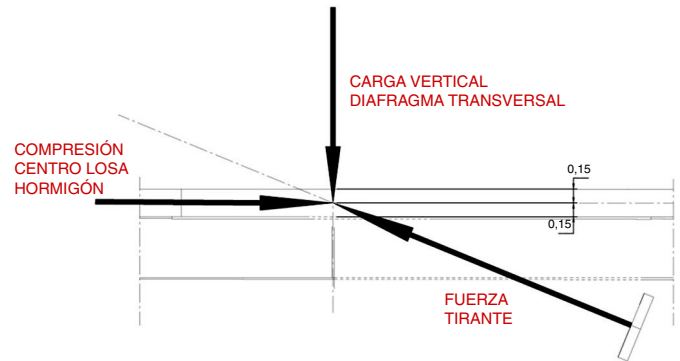
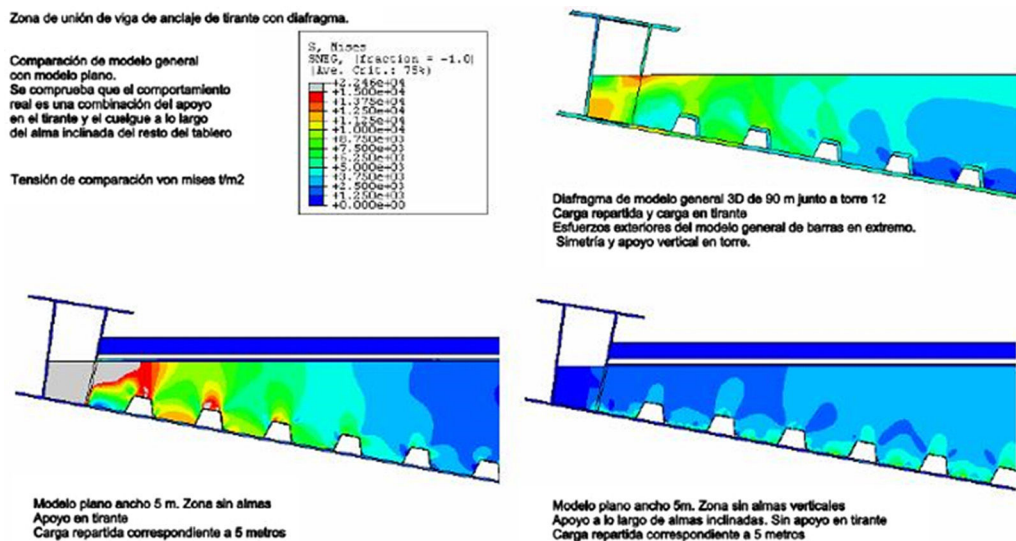


Figura 22. Descomposición de fuerzas en el anclaje del tirante en el tablero.

correspondientes longitudes de transmisión haciendo necesario disponer una cartela vertical que a su vez permitía recoger las flexiones parásitas existentes movilizandole localmente la flexión local de la losa, chapas de borde y diafragma transversal anterior. La definición detallada de los mismos hizo preciso un estudio geométrico y estructural de detalle (fig. 23).

La franja mínima de hormigón necesaria para garantizar la transmisión de las compresiones en el momento de puesta en carga de los tirantes era de 6 m en cada borde, precisando un



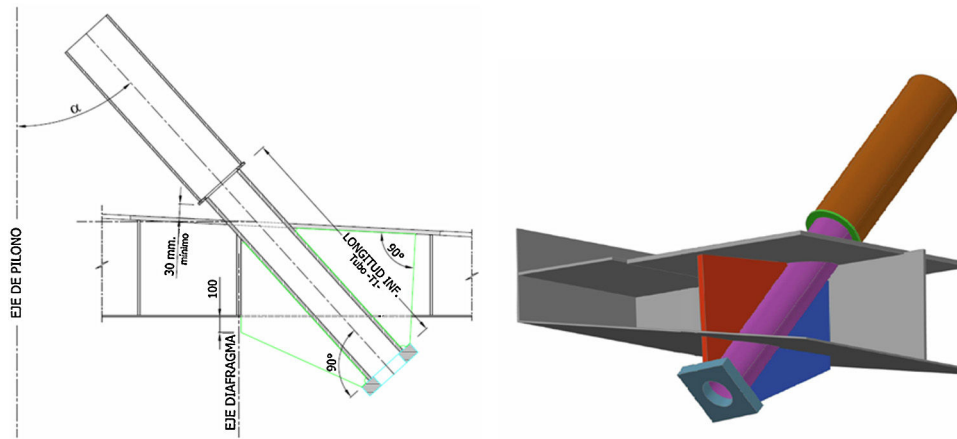


Figura 23. Detalle final de anclaje del tirante en el tablero.

hormigón de altas resistencias iniciales para la franja de conexión con las dovelas anteriores.

4. Aparatos de apoyo y juntas

La transmisión de las cargas verticales a las pilas se realiza, tal como se ha indicado, a través de apoyos de diferentes tipologías según los tramos.

El tramo de acceso a Cádiz está soportado por apoyos esféricos de hasta 50.000 kN, uno libre y otro transversalmente guiado por pila, excepto en las 3 pilas centrales, en las que se han dispuesto apoyos elastoméricos de dimensiones $1.200 \times 1.200 \times 434$ mm que, además de las cargas verticales correspondientes, transmiten las longitudinales tanto de servicio como sísmicas de todo el tramo. Los apoyos del estribo son esféricos, de 16.000 kN. De esta forma, los esfuerzos transversales son resistidos por cada pila y los longitudinales por las 3 pilas centrales, disminuyendo la acción sísmica mediante el uso de elastómeros.

El puente desmontable se apoya en las pilas 9 y 10 mediante apoyos de neopreno zunchado de 30.000 kN cada uno, de dimensiones $1.300 \times 1.300 \times 568$ mm. De esta forma, tanto los esfuerzos longitudinales como los transversales son resistidos por los elastómeros.

En el tramo atirantado, todas las cargas verticales se transmiten mediante apoyos esféricos, de entre 48.000 y 58.000 kN,

siendo uno libre y otro guiado en las pilas normales. En cada torre se han dispuesto 2 apoyos libres, transmitiendo las cargas transversales del tablero a la riostra mediante una llave metálica con apoyos de neopreno-teflón interpuestos de dimensiones 600×600 mm (fig. 24).

Como se ha descrito anteriormente, el puente no tiene ninguna junta desde el vano desmontable hasta el estribo 2 en Puerto Real. Los 2 tramos, atirantado y viaducto de hormigón, se fijan para las hipótesis de servicio en la torre del muelle. Para ello se disponen unos topes metálicos que a través de neoprenos de dimensiones $1.100 \times 1.100 \times 233$ mm transmiten las cargas a la riostra (fig. 25). El cálculo no lineal detallado de los movimientos de apoyos y juntas de este tramo se describe en [10]. En la torre de la bahía se disponen transmisores de impacto de manera que las cargas sísmicas son resistidas por el pórtico conformado por ambas torres. Se han dispuesto 8 transmisores de impacto de 4.880 kN cada uno (fig. 26).

Los apoyos del viaducto de hormigón de acceso desde Puerto Real son esféricos y de capacidad variable en función de las luces, desde 58.000 kN para los vanos de 75 m hasta 32.000 kN en los vanos de 40 m. En los últimos vanos la carga se incrementa hasta 44.000 kN debido al ensanchamiento de la sección que supone mayor peso propio. Los apoyos del estribo 2 son de 18.000 kN.

El Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz es un viaducto de gran longitud con desplazamientos en las



Figura 24. Topes transversales entre tablero y torres.

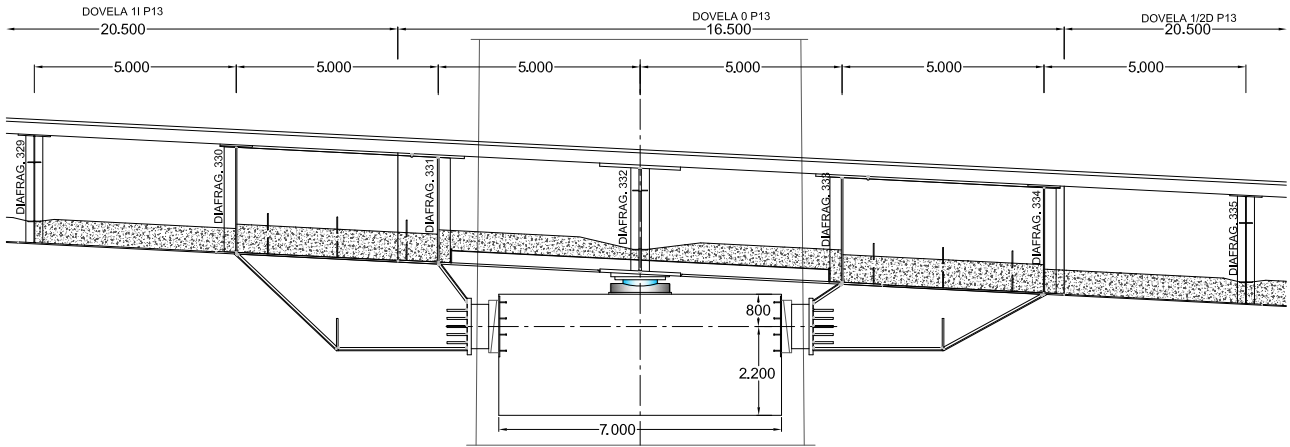


Figura 25. Detalle de tope longitudinal en torre del muelle.

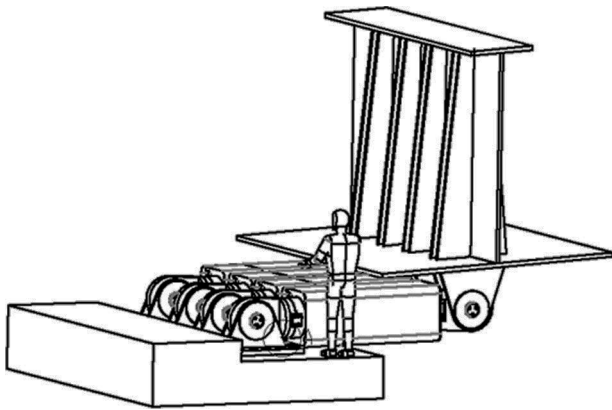


Figura 26. Transmisores de impacto en torre de la bahía.

juntas considerables, de en torno a 600 mm en estribo 1, 1.300 y 2.000 mm en las pilas del desmontable y 1.840 mm en el estribo de Puerto Real (fig. 27).

La compatibilidad entre los giros y movimientos inducidos entre los distintos dispositivos de fijación fue objeto de un estudio detallado para tener en cuenta todos los esfuerzos parásitos provocados por las distintas excentricidades.

Además de los aparatos de apoyo descritos, fue necesario proyectar una serie de fijaciones provisionales durante la construcción del puente atirantado. Para poder construir por

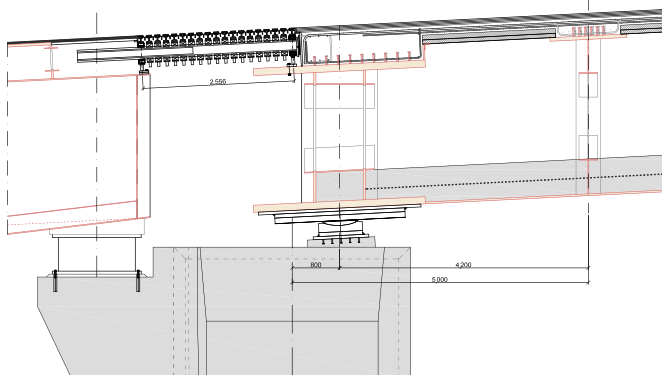


Figura 27. Junta de dilatación modular en pila 10.

voladizos el tablero antes de la llegada al primer tirante, el tablero debía estar empotrado en las torres. Para ello se proyectó un empotramiento provisional por medio de aparatos de apoyo elastoméricos y cables de pretensado anclados a la estructura del tablero y a la viga riostra de las torres. El momento de empotramiento en la situación de construcción se convierte en momento torsor exterior en la riostra, que fue el esfuerzo dimensionante de la armadura transversal de la misma. Este empotramiento se liberó tras el tesado de los primeros tirantes, que tuvo que hacerse de forma progresiva para evitar un incremento de estos momentos (fig. 28) [11].

Para poder permitir la transmisión de las fuerzas longitudinales desequilibradas provenientes de las fuerzas de los tirantes se proyectaron unos tope longitudinales exteriores al cajón que reaccionaban contra los fustes de las torres. Estos apoyos eran de tipo elastomérico y permitían recoger simultáneamente los momentos de eje vertical provenientes de las acciones de viento horizontales actuantes sobre el tablero en voladizo. La necesidad de este empotramiento desapareció una vez que el tablero

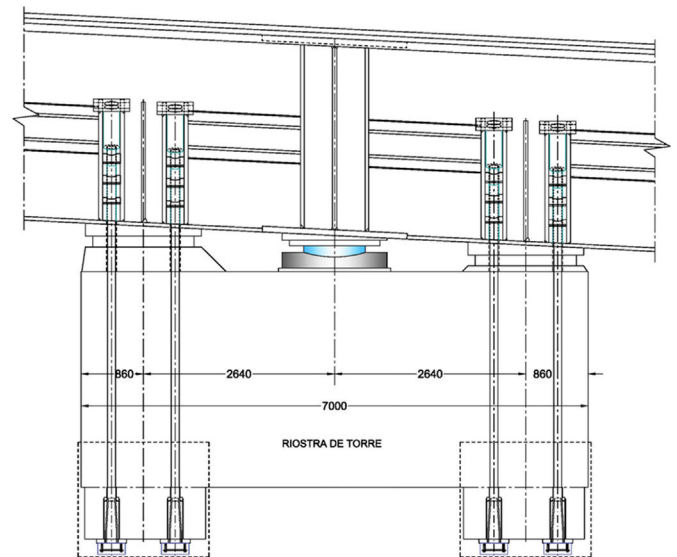


Figura 28. Empotramiento provisional del tablero frente a flexiones de eje horizontal en las torres durante la construcción.

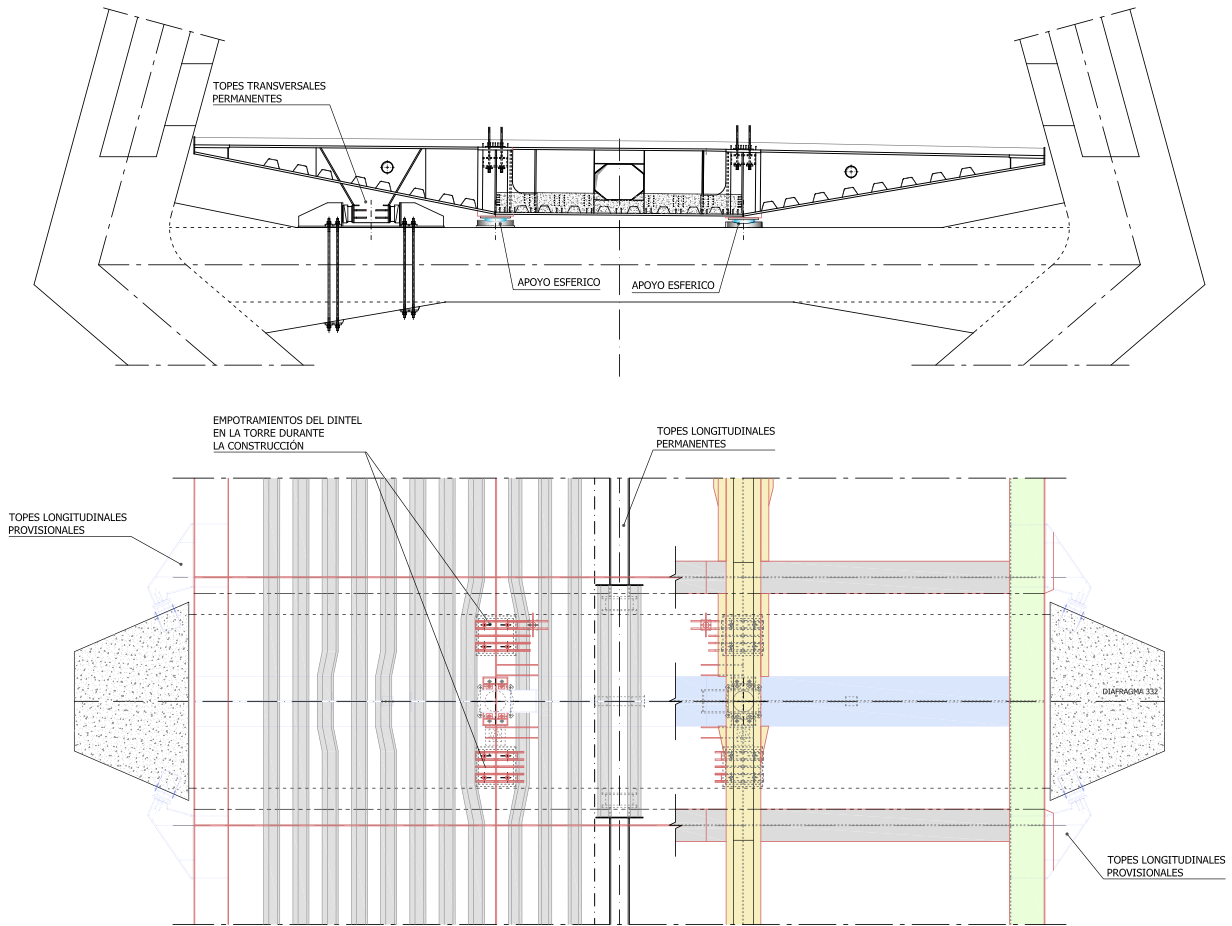


Figura 29. Detalles de las fijaciones provisionales y definitivas del tablero a las torres.

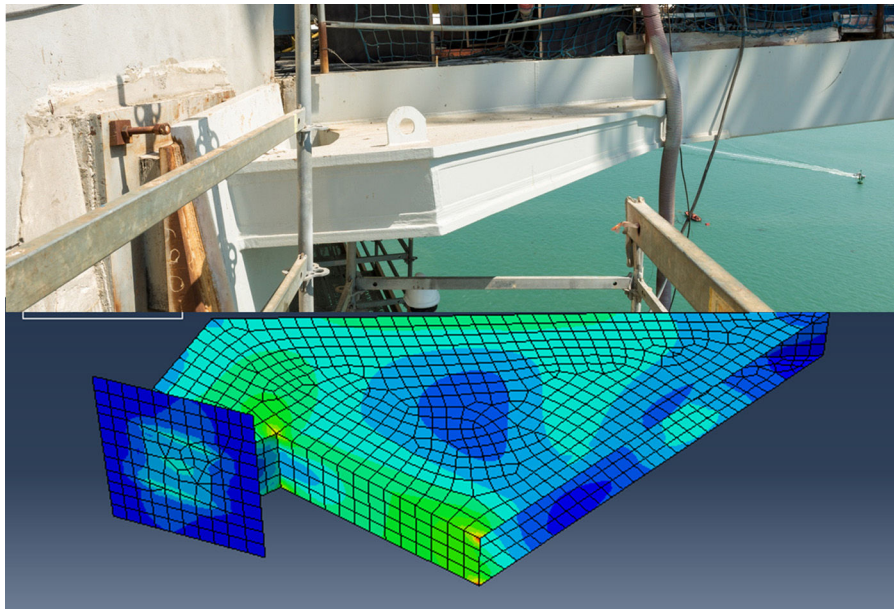


Figura 30. Detalle de empotramiento provisional frente a flexiones de eje vertical en las torres durante la construcción.

en construcción se hubo apoyado sobre las pilas del vano de compensación 11 y 14. La necesidad de la fijación longitudinal provisional fue sustituida por la fijación longitudinal definitiva en la torre 13, mientras que la fijación correspondiente en la

torre 12 fue liberada una vez construida la dovela de cierre en centro de vano mediante los bloqueos correspondientes. Durante la operación de transferencia dichos tope se utilizaron adicionalmente, con las adaptaciones correspondientes, para realizar

un desplazamiento longitudinal del tablero por medio de gatos instalados en los mismos que permitió el izado de la dovela de cierre mediante la apertura de las holguras precisas para hacer frente a los movimientos de origen térmico durante la operación (figs. 29 y 30) [12].

Bibliografía

- [1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.
- [2] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: Aspectos avanzados de su análisis, Congreso ACHE, Madrid, 2014.
- [3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Bridge over the Cádiz Bay, Spain, 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People (2014) 532–533.
- [4] J. Manterola, A. Martínez, Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 21–30.
- [5] Ramos Gutierrez, R. Oscar, M.A. Astiz Suarez, Ensayos en túnel de viento para el Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 245–253.
- [6] «Structural Connections for precast concrete buildings», FIB (CEB-FIP), Bulletin 43, February 2008, pp. 191-195.
- [7] J. Sánchez de Prado, N. Trotin, P. Ladret, Sistema de atirantamiento del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 185–190.
- [8] S. Fuente García, A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro González-Valerio, Cálculos específicos del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 159–172.
- [9] S. Fuente García, J. de los Ríos Francisco, C. Lucas Serrano, A. Martínez Cutillas, Proyecto y construcción de las pilas y torres del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 49–60.
- [10] J.A. Navarro González-Valerio, A. Martínez Cutillas, S. Fuente García, Bases y aspectos relevantes del cálculo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 87–98.
- [11] J.A. Navarro González-Valerio, C. Lucas Serrano, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 111–122.
- [12] L. Peset González, C. Lucas Serrano, J. de los Ríos Francisco, J.M. González Barcina, Maniobras singulares en el tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 123–142.

Ayudando a tender puentes



www.meko4.com

Su socio tecnológico para:

Postesado, Tirantes para Puentes, Apoyos Estructurales, Juntas y Anclajes al Terreno. Instrumentación, Empuje de tableros, Construcción de tableros en voladizos sucesivos "in-situ" y prefabricados.

Your technological partner for:

Post-tensioning, Cable Stays, Bridge Bearings, Joints and Ground Anchors. Monitoring, Bridge Launching, Pre-cast and In-situ Segmental Construction.