

Original

Modelización estructural avanzada en el proyecto y construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Advanced structural modelling for the design and construction of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

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

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, SL, Madrid, España

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, SL, Madrid, España

Recibido el 2 de diciembre de 2015; aceptado el 19 de febrero de 2016

Disponible en Internet el 30 de marzo de 2016

Resumen

En la fase de proyecto del puente, y aún más durante su construcción, fue necesario desarrollar una serie de cálculos específicos para tener en consideración la configuración tridimensional de la estructura. Aunque en proyecto todos los elementos se dimensionaron en régimen elástico lineal, durante el estudio del proceso constructivo en muchos de ellos se consideró no linealidad geométrica para minimizar los refuerzos necesarios ante incrementos de carga, y no linealidad del material para la comprobación de elementos ya construidos, considerando plastificaciones locales en estado límite último.

Además se realizaron numerosos estudios para la optimización del proceso y de los ciclos tipo, así como para la calibración de los modelos de control geométrico que permitieron lograr una aproximación al comportamiento real muy exacta.

Por último, se incluyen estudios dinámicos de estabilidad aerolástica de tirantes y del fenómeno de acople de oscilaciones ocurrido durante el izado de una dovela desde barcaza.

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

Palabras clave: No linealidad geométrica; Elastoplasticidad; Vibraciones; Oscilación paramétrica; Modelización

Abstract

At the design stage of the cable-stayed bridge, and more so during the construction process, it was necessary to develop a series of specific analyses to take into account the three-dimensional configuration of the structure. Although initially every element was designed according to lineal elastic regimen, during construction, geometric non-linearity was considered to minimize reinforcements due to the increase of loads, and material non-linearity to assess already built elements, considering local yielding at ultimate limit state.

Additionally, several analyses were carried out to optimize the construction cycle and to calibrate geometric control models.

Finally, two dynamic studies have been included, aerolastic stability of the stays and coupling oscillations phenomenon occurred during the lifting of a segment from a barge.

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

Keywords: Geometric non-linearity; Elastoplasticity; Vibrations; Parametric oscillations; Modelling

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: sfuente@cfcsl.com (S. Fuente García).

1. Introducción

Durante la redacción del proyecto del puente atirantado de la Bahía de Cádiz, así como durante su construcción, se desarrollaron numerosos estudios que requirieron cálculos avanzados dentro del ámbito de las estructuras de distinta complejidad.

En fase de proyecto se realizaron modelos que tenían en cuenta los efectos tridimensionales en el puente para estudiar la eficacia de los diferentes elementos y dimensionarlos en régimen elástico lineal, como es habitual.

Durante el diseño del proceso constructivo fue necesario entrar en cálculos más complejos para la comprobación de los elementos previamente diseñados ante las nuevas acciones, así como la optimización del proceso constructivo, teniendo en cuenta generalmente no linealidades geométricas.

Una vez los elementos estaban construidos, incrementos en las cargas o variaciones en las acciones durante la construcción obligaron a los modelos que consideraran la no linealidad del material, los modelos complejos de hormigón o los problemas de contacto.

Se incluyen también los cálculos específicos correspondientes a las modelizaciones realizadas para anticipar efectos dinámicos, como la estabilidad aerolástica de tirantes ante la excitación paramétrica, y reproducir el fenómeno de vibraciones ocurrido durante el izado de una dovela [1–5].

2. Análisis durante la fase de proyecto

Para el cálculo general del puente atirantado se desarrolló un modelo general de barras [6], complementado durante la fase de proyecto con múltiples modelos de elementos lámina, algunos de los cuales ayudaron a tomar decisiones importantes, relativas fundamentalmente a la configuración tridimensional del puente.

La sección transversal es un cajón mixto. En el tramo central del vano principal atirantado, con flexión fundamentalmente transversal entre tirantes, consta de chapa inferior, 2 almas exteriores muy tendidas, platabandas superiores laterales y losa de hormigón. En la zona cercana a la torre, sin tirantes, y en los vanos de compensación, se añaden 2 almas verticales con sus alas superiores, conformando un cajón central [4]. En proyecto se analizó la longitud eficaz del alma vertical central en el cajón atirantado, que finalmente se prolongó hasta una distancia de 65 m de la torre en el vano principal, (estando el primer tirante anclado a 55 m) y en todo el vano de compensación. De ser menor, la deformación por cortante era excesiva y en una longitud mayor no aportaba ninguna ventaja adicional (fig. 1).

Se estableció también la colaboración a cortante de cada chapa en la zona de 4 almas, siendo de un 75% para las centrales y un 25% para las laterales.

Se verificó la menor colaboración de las chapas superiores laterales frente a las del cajón central en la zona de las torres, debido a la mayor longitud de las almas laterales y menor colaboración a cortante. Esto llevó a hormigonar y pretensar los 15 primeros metros a cada lado de la torre durante la construcción del voladizo.

Se dimensionaron todos los diafragmas transversales en régimen elástico lineal para las cargas en estado límite último en servicio, tanto los de tirantes como los de apoyos e intermedios, con o sin almas centrales (fig. 2).

Además, estos modelos permitieron evaluar, entre otras cosas, los refuerzos necesarios para el apoyo de los carros, de dimensiones mayores que los previstos inicialmente para doveles de menor tamaño, y los refuerzos en las zonas de tirantes.

En fases iniciales de proyecto se planteó la utilización de una viga de borde en la que se materializaba el anclaje de los tirantes al tablero y que transmitía las compresiones debidas al tesado de los mismos, independizando el tesado del hormigonado de la

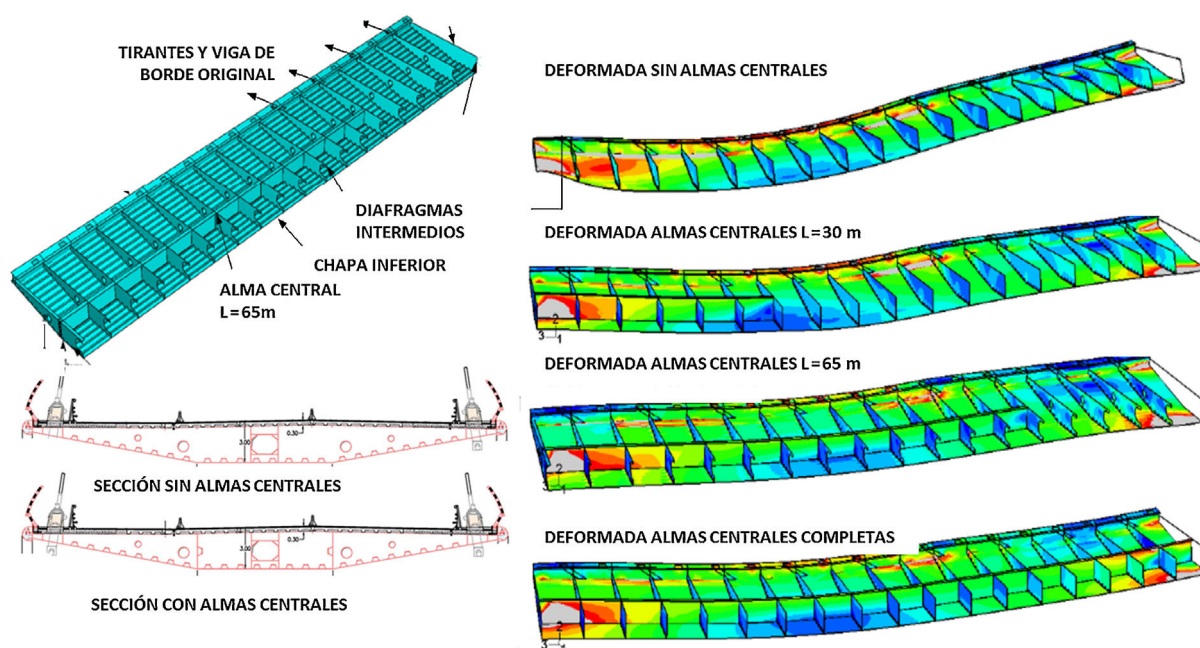


Figura 1. Estudio de longitud eficaz de almas centrales. Deformadas.

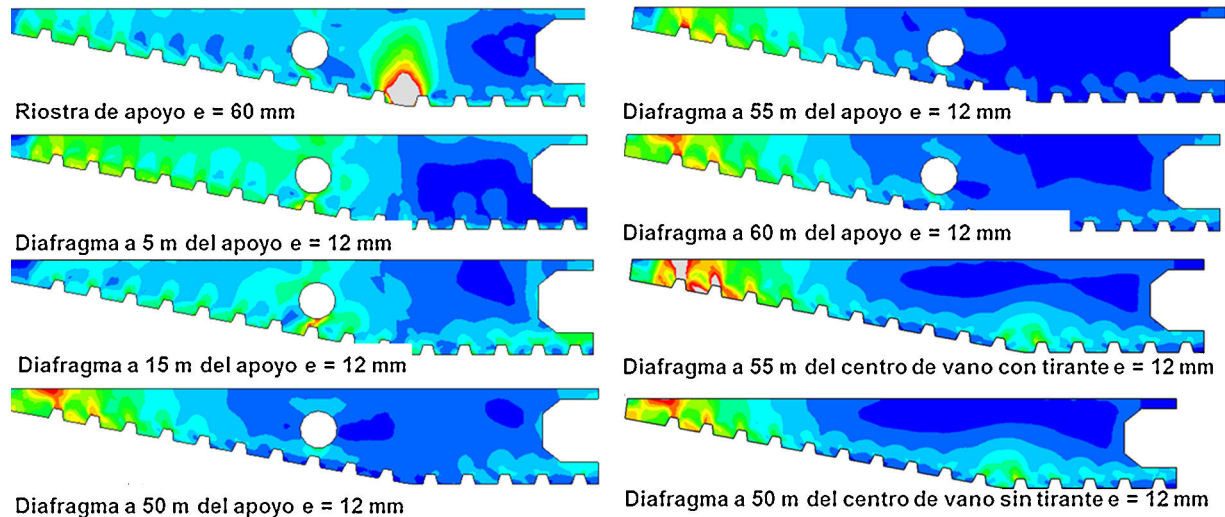


Figura 2. Comprobaciones en proyecto de distintos diafragmas transversales.

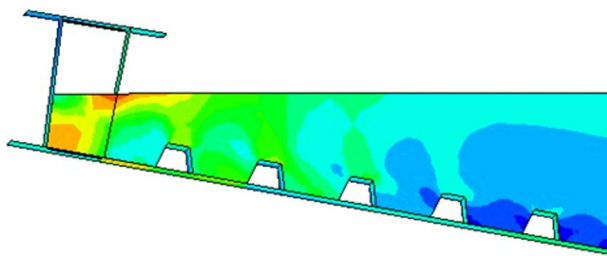


Figura 3. Modelo de tablero con viga de borde.

losa (fig. 3). Finalmente se decidió eliminar esta viga que suponía un incremento en la cuantía de acero a costa de hormigonar unas bandas laterales en las dovelas tipo, capaces de transmitir la compresión antes de proceder al tesado de los tirantes.

3. Análisis en fase de estudio del proceso de construcción hasta el tesado de los primeros tirantes

Una vez predefinido el proceso constructivo del tablero descrito en los artículos [7,8] se realizó un modelo evolutivo completo de elementos finitos en régimen elástico lineal de los 130 primeros metros de tablero, en el que se comprobaron todas las fases hasta la colocación de los primeros tirantes (fig. 4), obligando a subdividir alguna de ellas. Afectó, entre otras, a la de puesta en carga de los primeros tirantes, que inicialmente se tesaban al 50% de la carga total necesaria, se hormigonaban las franjas laterales para poder aplicar el resto de carga sobre un área mayor, retesando los tirantes y hormigonando la zona central de la losa para proceder al izado de las siguientes dovelas.

Uno de los problemas estudiados en detalle, a raíz de las conclusiones de este modelo evolutivo elástico lineal, fue la

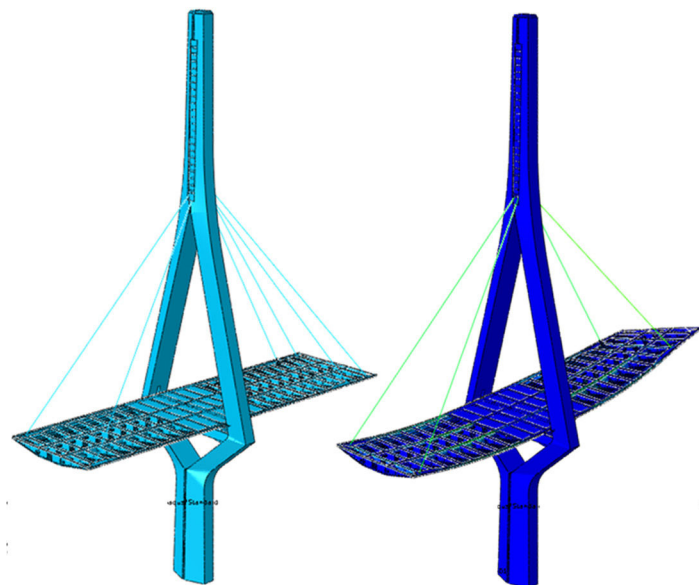


Figura 4. Modelo de elementos finitos de calibración.

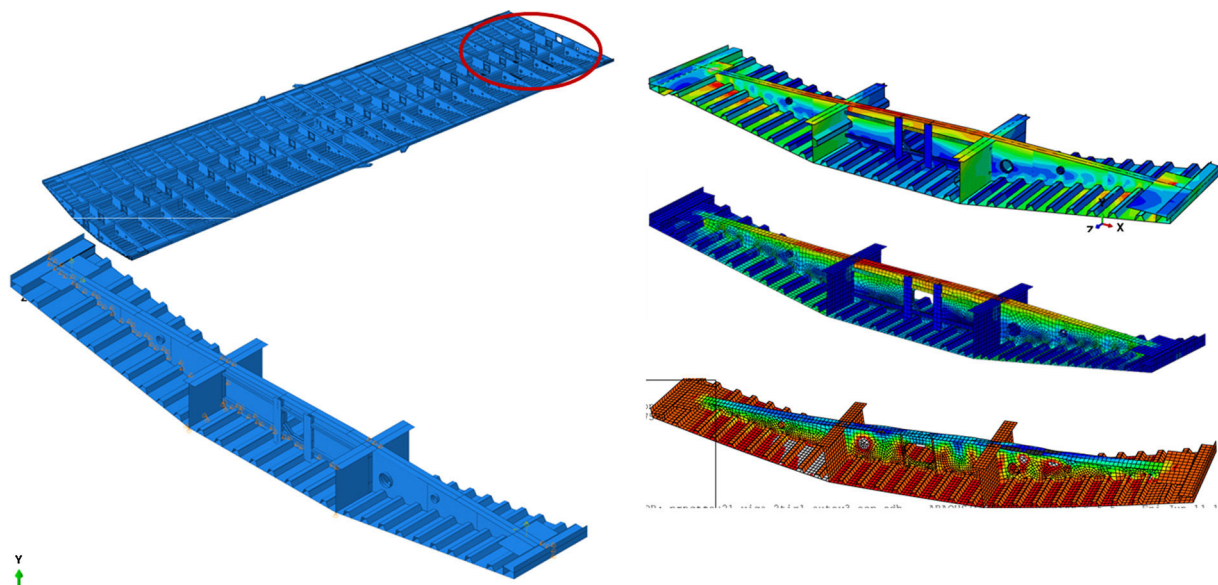


Figura 5. Comprobaciones del diafragma del primer tirante.

comprobación del diafragma del primer tirante. Debido a que este se encuentra a 55 m de la torre, siendo la separación entre el resto de tirantes de 10 m, su carga es muy importante, de 11.000 kN en total, la mitad de la misma aplicada sobre el diafragma antes de hormigonar la losa superior, trabajando por tanto solamente la estructura metálica.

Del modelo general evolutivo se extrajo el estado tensional correspondiente al tesado sobre el acero solo, teniendo en cuenta

que parte de la carga del tirante pasa a los diafragmas anterior y posterior.

A continuación se desarrolló un modelo parcial del diafragma para estudiar su comportamiento transversal reproduciendo las mismas tensiones (fig. 5); se aplicó una imperfección inicial basada en los modos de pandeo, comprobando el pandeo lateral y abolladura del diafragma [9]. Finalmente se reforzó el diafragma y se modificó la secuencia de hormigonado, ejecutando

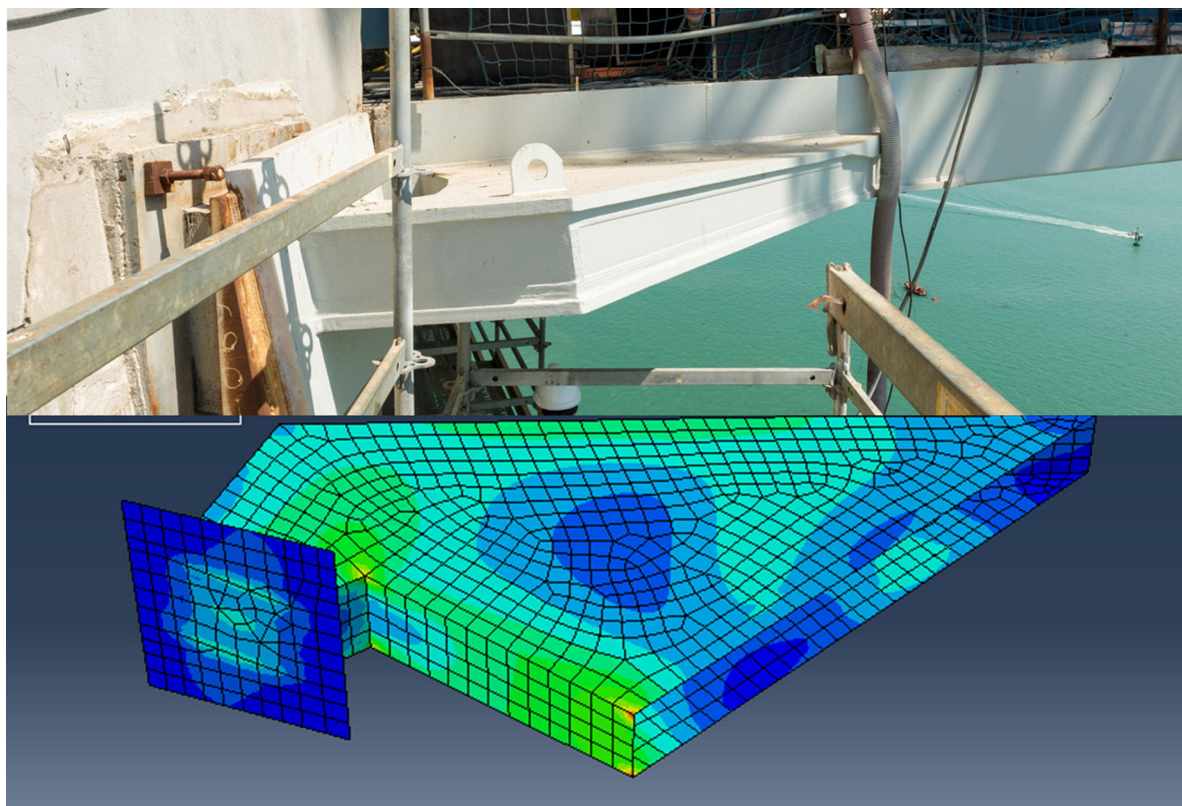


Figura 6. Topes longitudinales provisionales.

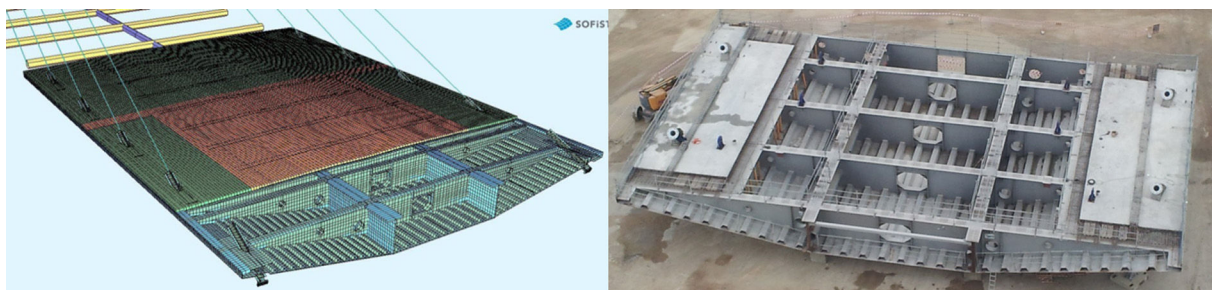


Figura 7. Modelo de elementos finitos de ciclo tipo de dovela.

una franja transversal además de las franjas laterales antes de la aplicación de la segunda mitad de la carga.

Del mismo modo, en esta fase se analizaron los elementos provisionales para la sujeción longitudinal del puente, que se habían dimensionado en proyecto y se modificaron para eliminar la rigidización interna y facilitar su fabricación, minimizando a su vez el incremento de espesor necesario para evitar abolladuras, y se comprobaron operaciones delicadas como la de sustitución de apoyos con gatos provisionales (fig. 6).

4. Estudio y optimización del ciclo tipo de colocación de dovela

Al comenzar la construcción del puente, se detectó que la tarea crítica dentro del ciclo tipo era la de soldadura entre

dovelas, por lo que se tomó la decisión de izar dovelas de 20 m de longitud. En principio estas se izaban con bandas laterales de hormigón para poder tesar los tirantes delanteros de las 2 parejas de cada dovela lo más rápidamente posible. A medida que aumentaba la distancia a la torre, y por tanto el desequilibrio, se redujo el peso de las dovelas a izar eliminando el hormigón lateral.

Se desarrolló un nuevo modelo evolutivo para el estudio del ciclo de dovela tipo, combinando en este caso barras para la torre, los tirantes y elementos de tablero fuera de la zona a estudiar, con elementos lámina para 2 dovelas (fig. 7).

En él se estudiaron las comprobaciones generales necesarias para un ciclo tipo, así como las secuencias de hormigonado y tesado dentro del mismo. En la figura 8 se pueden apreciar las deformaciones que se producen en el tablero a lo largo de un ciclo.

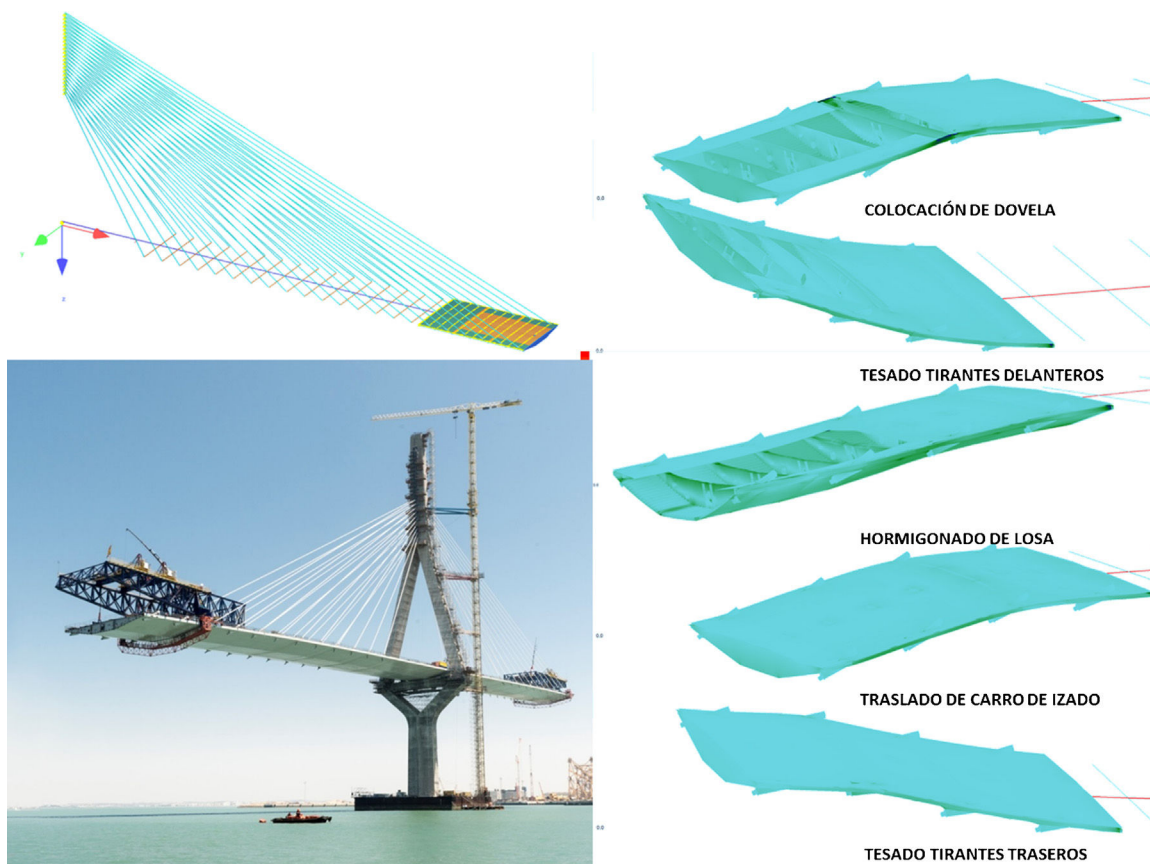


Figura 8. Deformaciones evolutivas a lo largo de la secuencia del ciclo tipo de dovela.

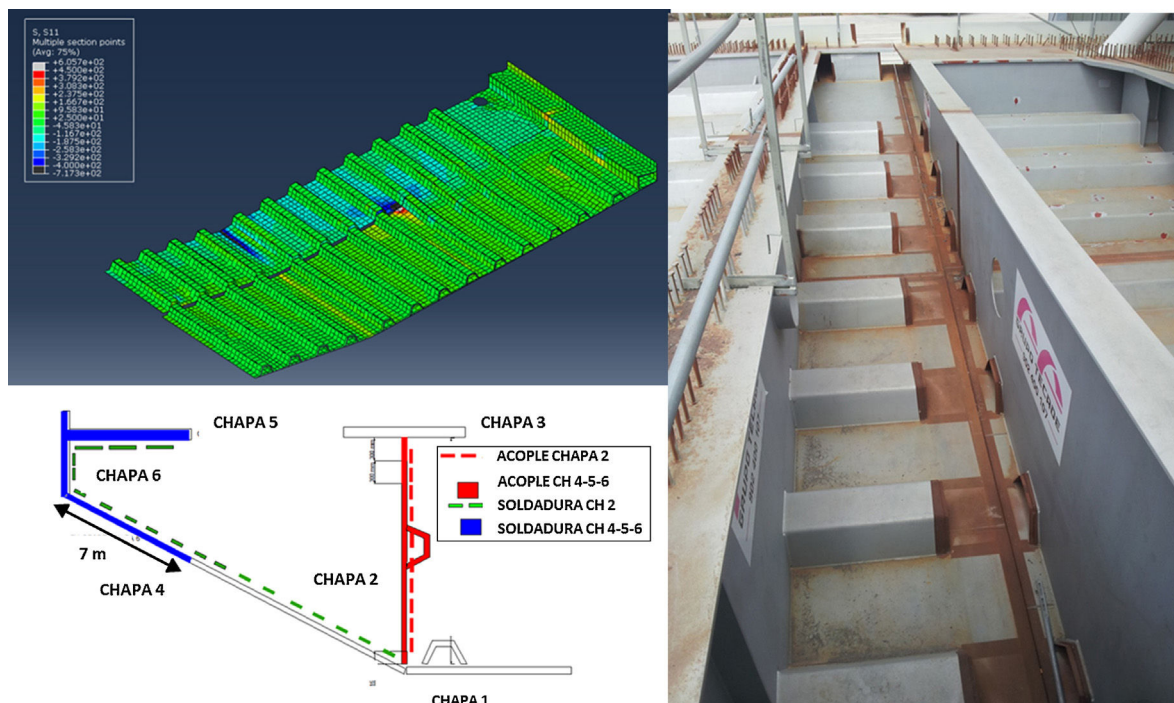


Figura 9. Soldadura parcial para proceder al hormigonado de las juntas de hormigón. Esquema, modelo y soldadura.

Durante la construcción se realizaron además una serie de verificaciones adicionales solicitadas por la obra de operaciones que permitieron optimizar el ciclo de dovela, entre ellas:

- Obtener la soldadura mínima necesaria de la dovela izada para comenzar el ferrallado y hormigonado de las juntas entre dovelas y franjas laterales, que se estableció en almas centrales cuando existían, recinto estanco en los extremos de la sección y 7 m extremos de las almas inclinadas con su rigidización (fig. 9).
- Establecer las resistencias mínimas de los hormigones de las juntas entre dovelas y entre losas prefabricadas para el tesado de los tirantes distinguiendo entre traseros y delanteros de la dovela, y cordón patrón. Se requirió una resistencia mínima de 40 MPa para el tesado de la pareja delantera de tirantes.
- Fijar el desequilibrio máximo de tesado de cordones entre el tirante izquierdo y el derecho de un mismo lado y nivel, limitado en función de la configuración de las losas de hormigón para evitar la fisuración de la losa. Este desequilibrio se estableció en 300 kN para la configuración de losa parcialmente hormigonada (caso del tesado de los tirantes delanteros) y 1.000 kN para la losa completamente hormigonada (tirantes traseros y retesado de los delanteros) (fig. 10).
- Comprobar el desequilibrio máximo admisible entre niveles de tirantes del vano principal y de compensación una vez el tablero estuvo apoyado en las pilas traseras, ya que a partir de ese momento en teoría existía más libertad para avanzar de forma no simétrica mientras se completaban las operaciones de llegada a pila. Se fijó el criterio de no fisurar la torre en ningún momento para no añadir más incertidumbres a las deformaciones y, con ello, al control geométrico. Para

tal fin se utilizó el modelo de la torre [10] de elementos finitos sólidos para el hormigón y láminas para los armarios metálicos (fig. 11). Como conclusión de este análisis se decidió no permitir el desequilibrio de más de una pareja de tirantes a izquierda y derecha del mástil.

El ciclo tipo que se estableció definitivamente para la colocación de las dovelas en esta fase se describe detalladamente en [7].

5. Calibración del modelo general durante el proceso para el control geométrico

Una vez hubo comenzado la construcción del tablero, fue imprescindible realizar una calibración lo más precisa posible de los modelos de cálculo para ajustar a la realidad las deformaciones obtenidas con el modelo y poder establecer las cotas de montaje de cada dovela en su momento de izado y soldado, teniendo en cuenta que, una vez finalizado el proceso constructivo previsto, se debía llegar a la rasante final.

Para ello se llevaron en paralelo varios modelos diferentes, con distintos niveles de aproximación:

Un modelo de barras con las 1.275 fases de construcción implementadas, descrito con detalle en [6,8].

Un modelo de elementos finitos elástico lineal, de láminas para los elementos metálicos del tablero, incluyendo todas las chapas, refuerzos, rigidizadores, topes longitudinales, láminas para la losa superior de hormigón y elementos sólidos para el hormigón de la torre y la losa inferior del tablero, de espesor muy importante. En este modelo se realizaron las comprobaciones necesarias durante las fases en voladizo sin tirantes y

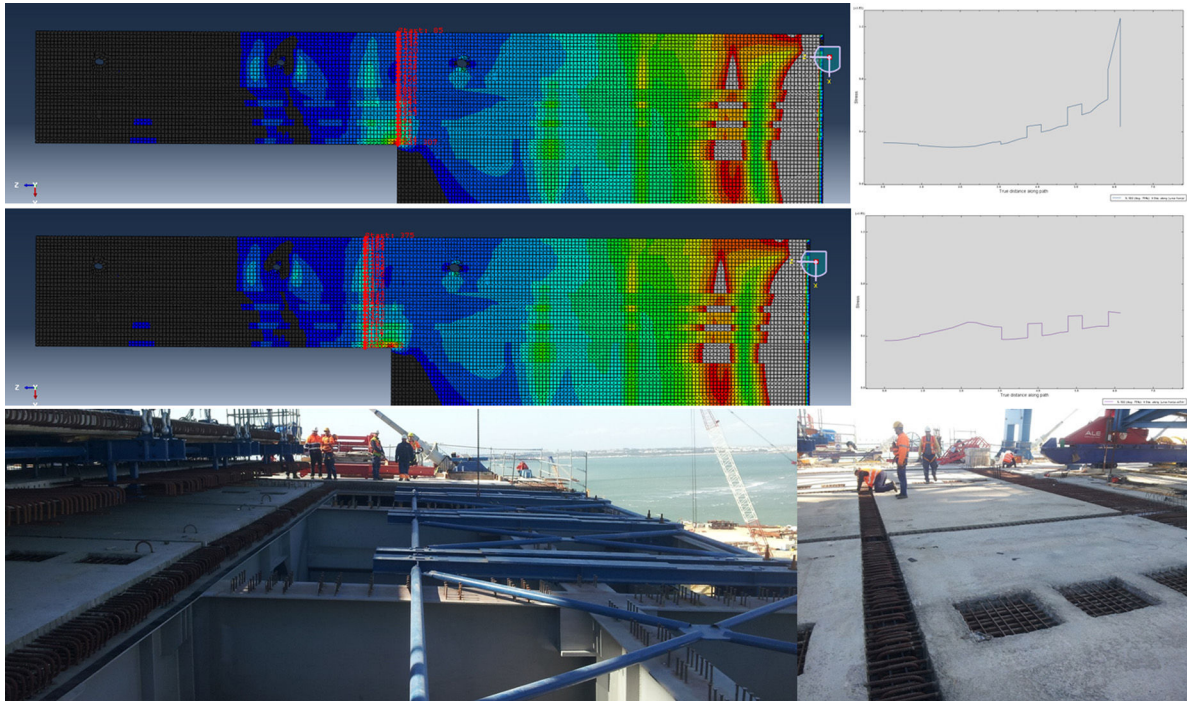


Figura 10. Tensiones en la losa ante desequilibrio de tesado de cordones.

hasta el tesado de los primeros tirantes, elementos que también se incluyeron, tanto desde el punto de vista resistente durante el estudio inicial de proceso como se ha indicado antes, como para la obtención de desplazamientos lo más exactos posibles (fig. 4).

Se incorporó a este modelo global el modelo 3D previamente realizado de la torre, con elementos tipo sólido para el hormigón y láminas para las chapas del armario metálico superior, modelo que se utilizó para el proceso de construcción evolutivo de la torre y para el diseño de la parte superior de la misma, como se explica en [10].

Además se realizó un esfuerzo importante para obtener los módulos de elasticidad del hormigón lo más aproximados posibles a la realidad, con ensayos específicos y correlaciones con las resistencias de cada zona, obteniendo distintos módulos para los hormigones de la torre del muelle y de la bahía, de diferente dosificación por necesidad de distintos tiempos de fraguado.

A su vez, en obra se desarrolló otro modelo evolutivo de elementos finitos, a modo de contraste, realizado con elementos tipo lámina para las chapas longitudinales, losas y diafragmas, y barras para rigidizadores, torres y tirantes (fig. 12).

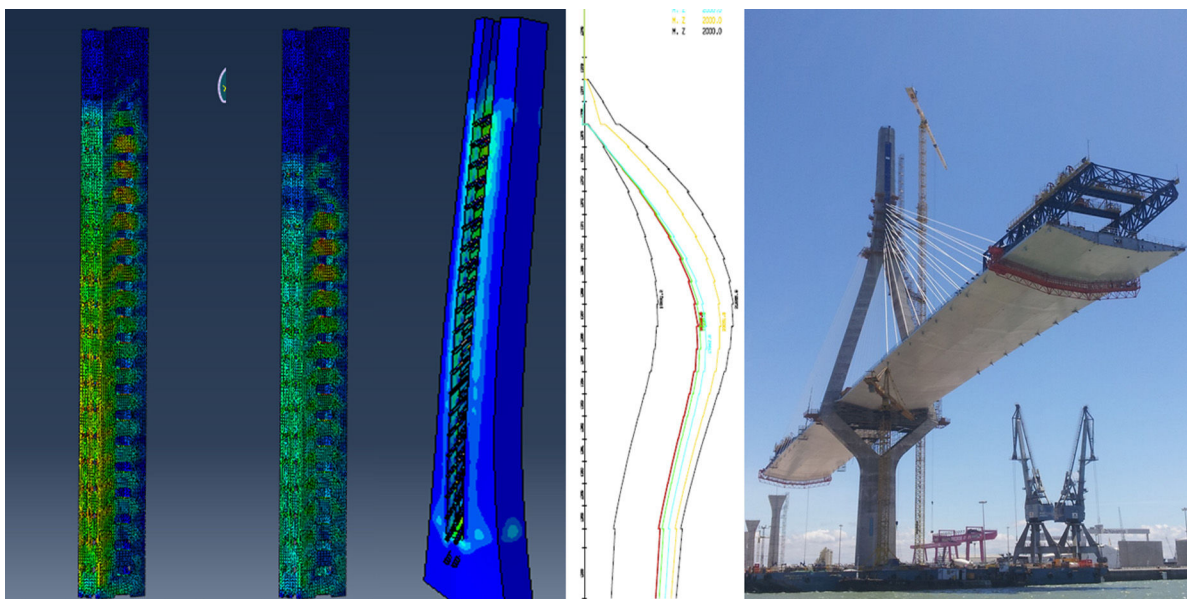


Figura 11. Tensiones en la torre para desequilibrio de tesado de tirantes.

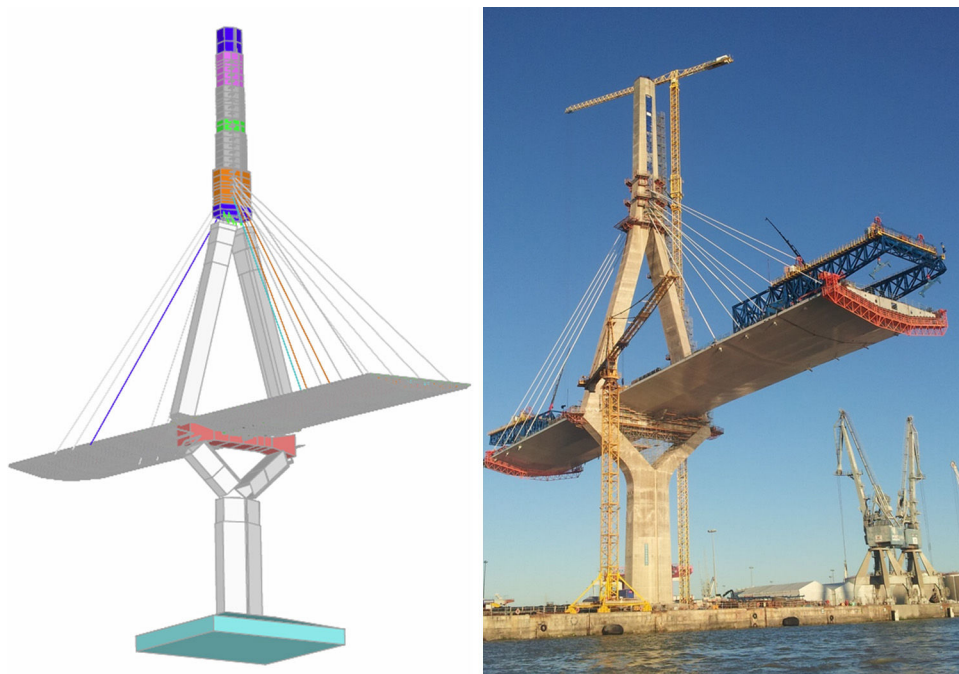


Figura 12. Modelo evolutivo de elementos finitos de contraste.

Se logró que con el ajuste de todos los modelos, las deformaciones medidas en obra fueran muy aproximadas a las esperadas, estimadas con el modelo de barras [11].

Uno de los estudios que se realizaron, y en el que se encontraron mayores diferencias entre los 3 modelos, fue la calibración de la deformación por esfuerzo cortante tipo Timoshenko del tramo de tablero sobre la torre entre los apoyos que configuran el empotramiento provisional antes de la colocación de los 4 primeros tirantes, para cargas no simétricas. Se trata de una zona con esfuerzo cortante muy grande y flexión pequeña. Incluso dentro de la misma formulación de un único programa se producían variaciones importantes al variar el tamaño del elemento o condiciones de apoyo (fig. 13).

Por otro lado, se estimó la rigidez de las dovelas tipo durante el izado ante las distorsiones producidas por las diferencias de

carga entre los 4 cables de izado, comprobando que las tensiones provocadas eran pequeñas para magnitudes que permitían el acople de la dovela colgada mediante leves distorsiones de la misma.

6. Operaciones especiales de los cierres y las dovelas singulares

Como ayuda al diseño de las operaciones de cierre del puente tanto en centro de vano como en la conexión con el tramo de hormigón y el apoyo en la pila 10, final del tramo desmontable, fue necesario ajustar tanto las rigideces de los voladizos como el comportamiento transversal de las últimas dovelas de grandes dimensiones (fig. 14).

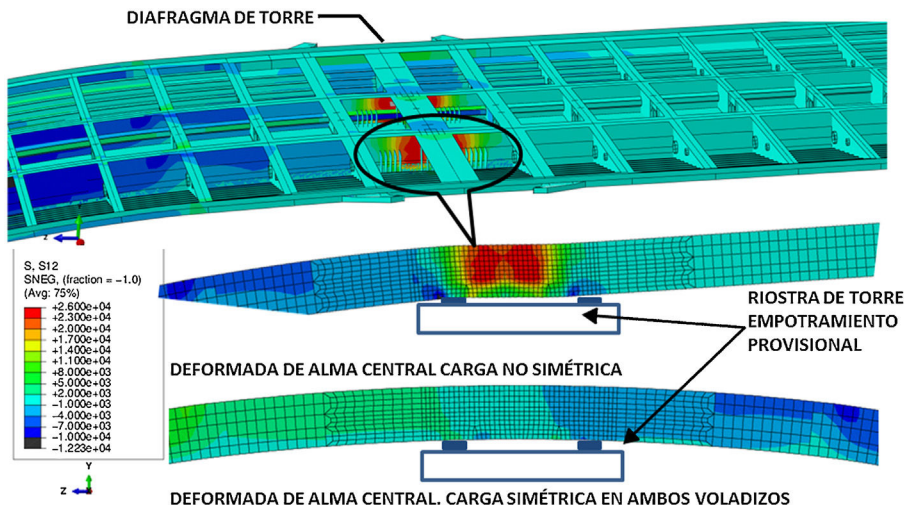


Figura 13. Deformación por esfuerzo cortante en zona de empotramiento provisional ante cargas simétricas y no simétricas.

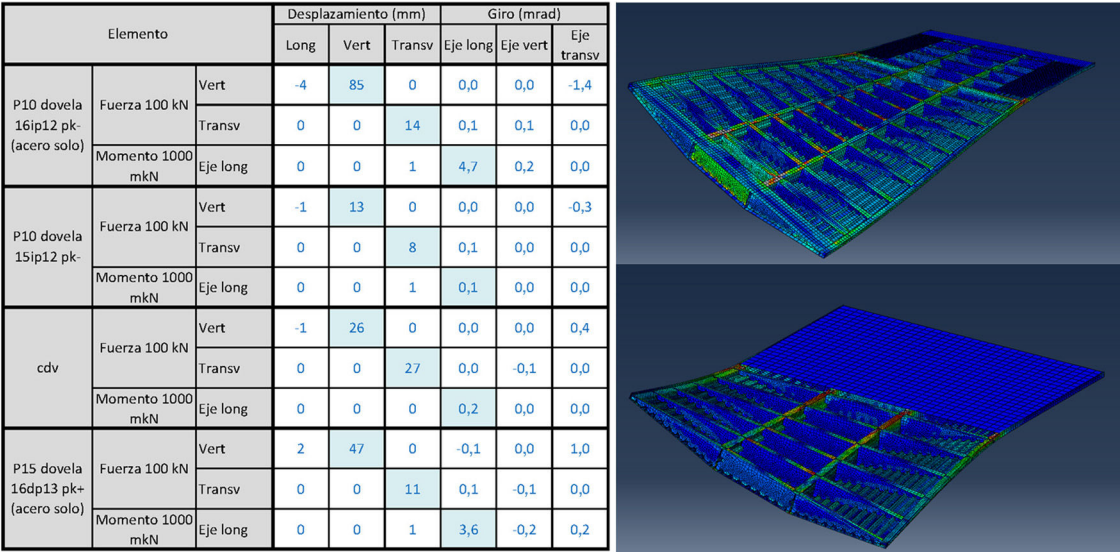


Figura 14. Resumen de rigideces antes de los cierres. Modelos de dovelas extremas en vanos de compensación.

En concreto, la última dovela izada del lado Cádiz, la 16IP12, tiene una longitud de 50 m exentos de tirantes, ancho variable de 33,2 a 34,2 m y algo más de 10.000 kN de peso. Una vez estaba prácticamente construida, se diseñaron los procedimientos de transporte e izado, para lo que se realizó un estudio pormenorizado de todas las situaciones de carga por las que pasaría, implementando los mínimos refuerzos necesarios para resistirlas, así como de las rigideces tanto global de la dovela completa, como en voladizo, o la deformación transversal de los frentes en el momento de proceder a la soldadura (fig. 15). Todo esto se hizo en colaboración con los servicios técnicos de la empresa constructora para poder dimensionar los medios auxiliares necesarios para las operaciones especiales descritas en [12].

La dovela 16IP12 abarcaba 11 diafragmas transversales, del 160 al 170, de puente. Su pesaje se realizó apoyada en 4 puntos, en la intersección de las almas centrales con los diafragmas 160 y 170, utilizando chapas de reparto de 600 × 600 × 60 mm. La flecha máxima prevista durante el pesaje era de 8 cm. La

flecha medida fue muy similar, con diferencias menores que el error de los sistemas de medida, por lo que el modelo se validó para las siguientes configuraciones.

Durante el transporte de la misma sobre equipos multirrue-das, su apoyo se materializó en 6 diafragmas, del 162 al 167. Se obtuvo la deformada de la dovela para que la carga en los diafragmas correspondientes a cada grupo de multirruedas fuera la misma, de manera que se calzaron con tabloneros los apoyos según esta deformada para que la carga se distribuyera lo más uniformemente posible. A esta deformada hubo que añadir la contraflecha de construcción.

El izado de la dovela se realizó colgándola de los diafragmas 160 y 169, estando los puntos de cogida del diafragma 169 separados 17,20 m, para salvar los pescantes necesarios para el bloqueo, y por tanto no dispuestos en la intersección con las almas centrales. Fue necesario reforzar su alma, incrementando el espesor de 15 a 25 mm en los 7 m de los vuelos más próximos a las almas centrales, añadir un refuerzo vertical del cuelgue de

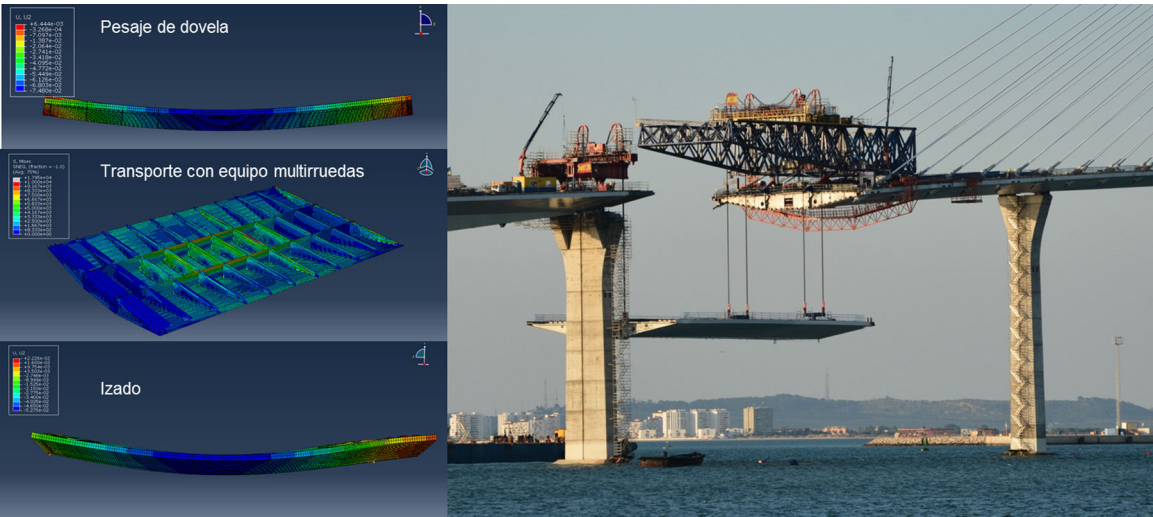


Figura 15. Deformadas de la dovela extrema del lado Cádiz en sus distintas configuraciones.

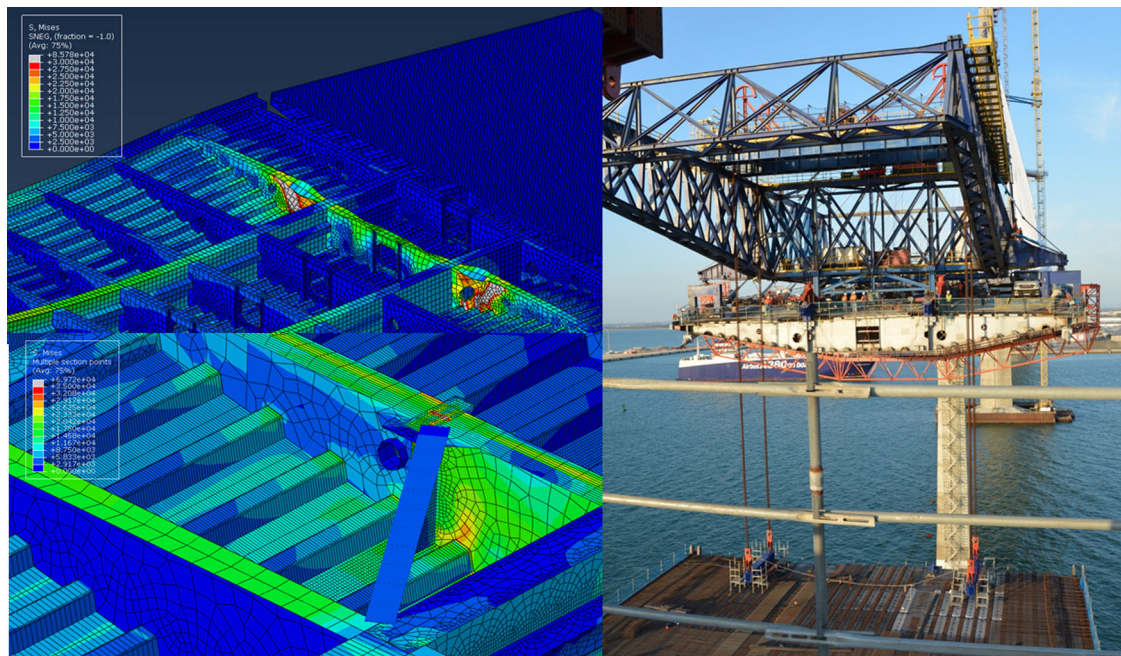


Figura 16. Diafragma 169: pandeo lateral del diafragma original, refuerzo propuesto e izado.

30 mm de espesor hasta la parte inferior del alma, y reforzar localmente la chapa de conexión de la unión atornillada. Además, para resistir las fuerzas longitudinales de ripado, se dispuso un puntal que transmitiera la carga a la intersección de las almas centrales con el diafragma 168 (fig. 16).

Se estudió también la necesidad de aplicar fuerzas en los extremos de los voladizos de las dovelas 15 y 16 para igualar la deformada transversal antes de proceder a la colocación de los bloqueos correspondientes con holguras mínimas, siendo necesario aplicar en el extremo de cada voladizo una fuerza vertical de 520 kN en el momento del bloqueo, una vez estaba la dovela sujeta con los pescantes en la intersección de las almas centrales con los diafragmas 160 y 169 (fig. 17). De esta forma se permitía además el acople de la dovela en voladizo y la dovela colgada dentro de las tolerancias permitidas para proceder a la soldadura [11].

7. Comprobaciones de las losas durante la retirada de los carros de izado

Los carros de izado de dovelas fueron los medios auxiliares de mayor envergadura del puente, con un peso superior a 5.000 kN concentrados en el extremo de los voladizos. Requieren el diseño de los refuerzos locales de apoyo en todas las fases de construcción. Su traslado se realizaba durante el avance por medio de vigas carril que apoyaban en los diafragmas transversales, no solicitando en ningún caso la losa localmente.

Al finalizar la construcción del tablero, y para mayor rapidez, la retirada de 3 de los carros se realizó por medio de unidades multirruedas sobre las losas del tablero, llevándolas al límite de su capacidad. Se realizó un estudio muy detallado para optimizar el número de unidades multirruedas, los elementos mínimos a desmontar del carro antes de su traslado y la posición hasta la

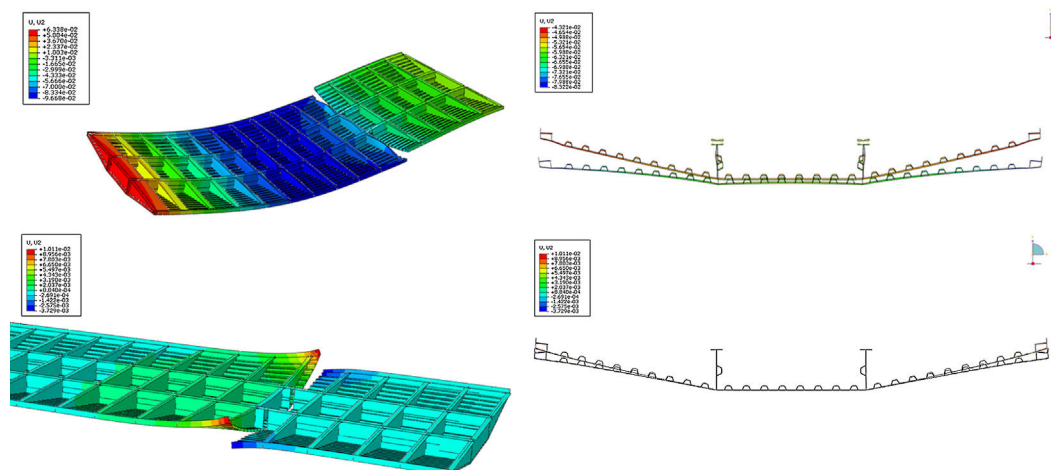


Figura 17. Deformación transversal de la dovela izada y actuación con gatos en extremos de voladizo para su acople.

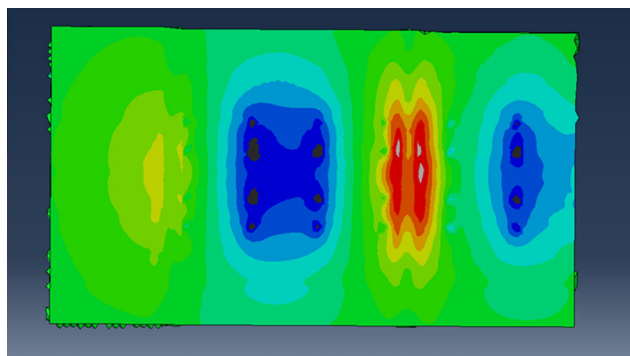


Figura 18. Tensiones en la losa durante el traslado de los carros de izado.

cual era inevitable la utilización de las vigas carril por encontrarse la losa traccionada (fig. 18).

La retirada de los carros, debido a la magnitud de la carga que iba a circular sobre el puente, se instrumentó tratando los resultados como una prueba de carga del tablero y los tirantes. Durante las pruebas se obtuvieron deformadas muy ajustadas a las previstas por los modelos, cumpliendo en todo caso los valores indicados en las recomendaciones de pruebas de carga, máxime cuando en este caso se desconocía el peso exacto del carro. Las mayores diferencias, siempre por debajo del 10%, se observaron en los últimos metros del extremo del voladizo, debido a que no se actualizaba la fisuración de la losa ni el ancho eficaz para cada posición del carro. Estos efectos locales desaparecen para la configuración final del puente, cerrado en centro de vano, y la magnitud de las cargas de servicio.

8. Detalles de los anclajes

Otro tipo de análisis que se realizó durante la construcción fue la validación de elementos ya construidos ante incrementos de cargas o errores de fabricación que excedían las tolerancias.

En estos casos ha sido necesario implementar modelos más avanzados, considerando tanto no linealidad geométrica como del material, y la derivada de los contactos [13].

Uno de los que se llevó a cabo fue el modelo de validación de las placas de anclaje de tirantes a la torre para todos los tamaños de placa. Se realizó un modelo paramétrico de elementos finitos sólidos no lineal con acero elastoplástico, reproduciendo con superficies de contacto la forma de aplicación de las cargas y el apoyo de la placa en la viga. Se modelizaron las vigas que transmiten las cargas al armario metálico de la torre, las placas, tuercas y gatos de tesado, todo con su geometría real, incluyendo los rebajes ejecutados en las chapas para garantizar el apoyo o conseguir los ángulos finales, que en algunos casos suponían una pérdida de espesor respecto del proyecto (fig. 19).

Con este modelo se comprobó la validez tanto de las placas como del contacto con la viga en estado límite de servicio, en régimen elástico lineal y en estado límite último considerando la plastificación del acero.

Del mismo modo se estudiaron los anclajes de los tirantes al tablero y los tubos rigidizados (fig. 20).

Los anclajes de los transmisores de impacto a la torre de la bahía se estudiaron también con un modelo complejo no lineal geométrico y del material con elementos finitos sólidos, ya que

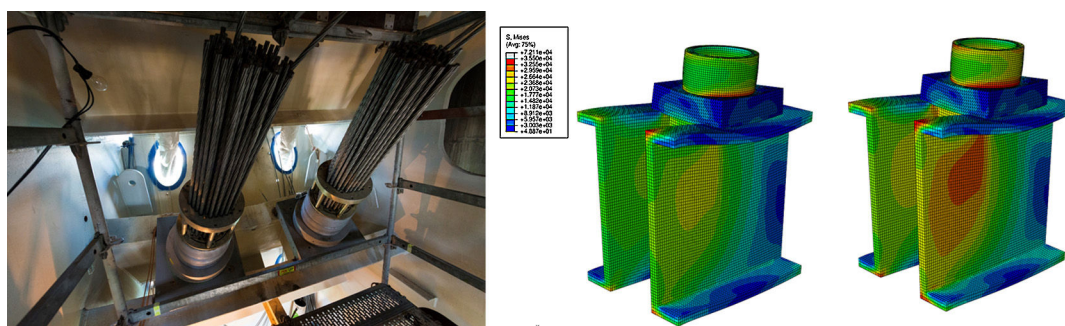


Figura 19. Detalle del anclaje de tirante en la torre.

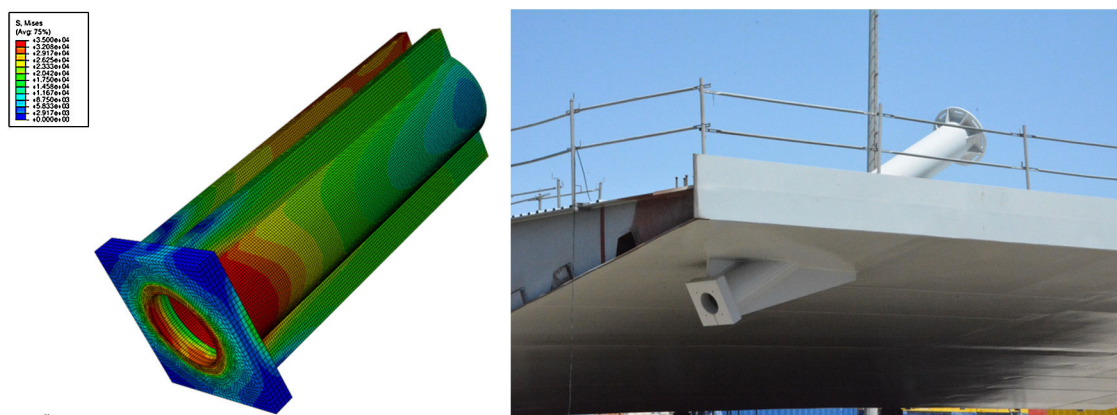


Figura 20. Detalle del anclaje del tirante al tablero.

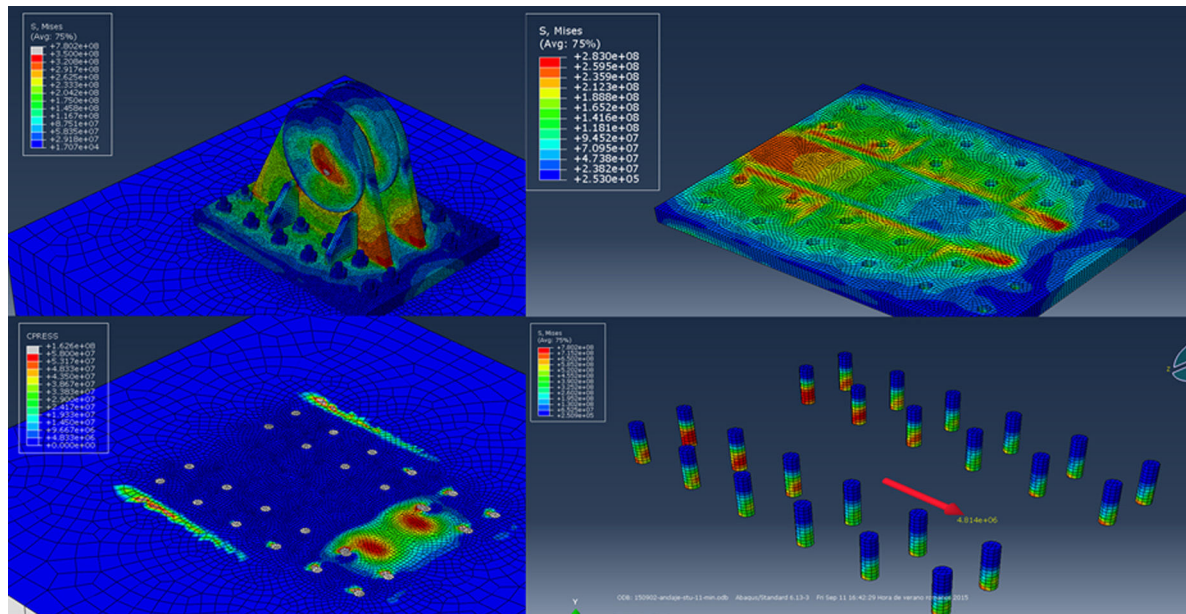


Figura 21. Modelo de detalle del anclaje de los transmisores de impacto a la torre.

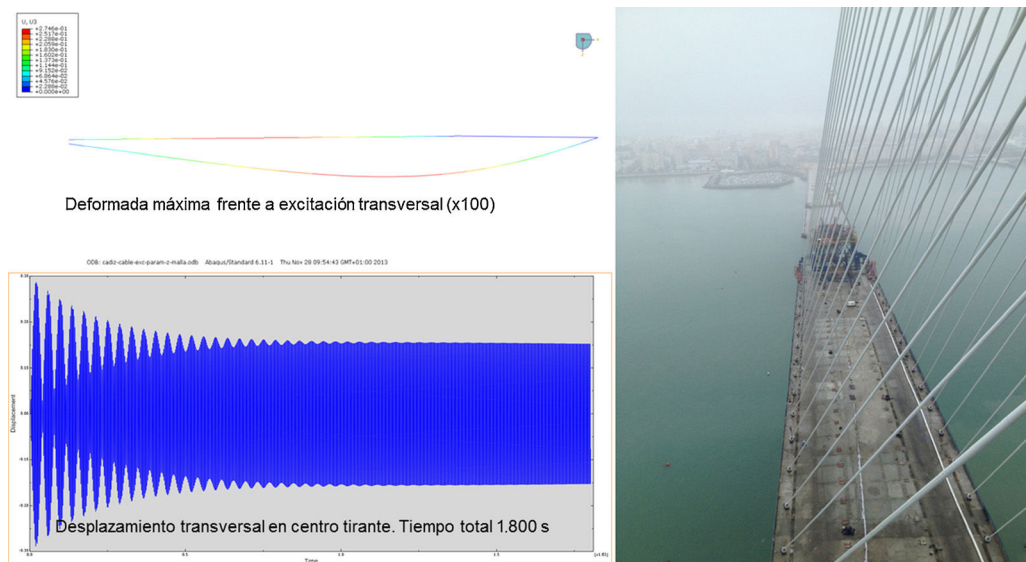


Figura 22. Amplificación transversal del desplazamiento impuesto en los anclajes de los tirantes.

se instalaron durante la ejecución de la torre, y fue necesario revisarlos al terminar la construcción del puente para las fuerzas sísmicas correspondientes a la masa final del tablero (fig. 21).

9. Estabilidad aerolástica de los tirantes

Para garantizar la estabilidad aerolástica de los tirantes frente al fenómeno de excitación paramétrica, se realizó un estudio dinámico excitando el cable con un desplazamiento impuesto con la frecuencia correspondiente a la de bataneo de la torre y el tablero, obtenida del modelo general [14,15].

El efecto de amplificación vertical y longitudinal es despreciable. Sin embargo para el efecto de desplazamiento transversal, la amplitud máxima del desplazamiento en el centro del tirante es del orden de un diámetro de la vaina, encontrándose dentro de

los límites admisibles establecidos de 2 veces el diámetro [16] (fig. 22).

10. Vibraciones ocurridas en el tablero durante un izado de dovela desde barcaza

10.1. Descripción del fenómeno de vibraciones

Inicialmente, durante el estudio del proceso de construcción, se había comprobado que el periodo de vibración de la barcaza debida al oleaje habitual en la bahía durante el izado de dovelas quedaba lejos de la estructura en todo momento para cada fase constructiva.

Sin embargo, durante el izado de la dovela 11iP13, la última antes de la llegada a las pilas de retenida, se produjo un fenómeno



Figura 23. Desplazamientos del tablero (m) y fuerza en cable (kN) en el tiempo (s) para un desplazamiento armónico impuesto en la pontona.

de vibraciones para un periodo cercano a la mitad del de la estructura en ese momento, correspondiente a un oscilador paramétrico, con oscilaciones forzadas del conjunto cable-barcaza, inducidas por el comportamiento no lineal de los cables de izado (distinto comportamiento a tracción y compresión). Mientras la dovela se encontraba apoyada en la pontona —para una tensión relativamente baja en los cables de izado, y ante un movimiento armónico de pequeña amplitud, correspondiente al de mar de fondo, que probablemente aquel día coincidía con el periodo propio de la pontona como flotador— se produjo de forma alterna un incremento y una pérdida de carga en los cables de izado, induciendo un desplazamiento anómalo divergente en el extremo del voladizo del tablero. Estos movimientos del tablero se producían con el periodo propio de la estructura en ese momento, que era de 13,8 s, y se amplificaron hasta que se soltó completamente la carga en los cables abortando la operación.

10.2. Modelo de cálculo

Para reproducir el fenómeno de vibraciones ocurrido de forma cualitativa se realizó un modelo no lineal de un grado de libertad en el que se modelizaron [13]:

- Un muelle con masa y rigidez tales que su periodo propio de vibración fuese $T = 13,8$ s similar al del puente en la configuración de ese día.
- Un cable no lineal de área y rigidez igual a la de los cables de izado, que no soportara compresiones.
- Desplazamiento impuesto armónico en el extremo del cable representativo del movimiento del flotador con la ola correspondiente al mar de fondo.

Se realizó un estudio paramétrico para distintos periodos de ola, con una amplitud de 0,20 m, similar a la de aquel día, obteniéndose gráficas a lo largo del tiempo de los resultados de (fig. 23):

- Desplazamiento vertical en la pontona (igual al desplazamiento impuesto).
- Desplazamiento vertical en el tablero (representativo de las vibraciones en el tablero).
- Fuerza en el cable.

Consideramos el modelo estudiado válido cualitativamente para explicar el fenómeno de amplificación de vibraciones ocurrido, no así cuantitativamente. Tanto las fuerzas impulsivas obtenidas con el modelo como los desplazamientos son mucho más mayores que los que ocurrieron en la realidad.

Para obtener unos valores realistas sería necesario calibrar el modelo, que en este caso es de un grado de libertad, considerando el modelo completo del puente, así como las condiciones de contorno (flexibilidad introducida por el sistema hidráulico de izado y masa de la pontona sobre el agua).

10.3. Protocolo establecido para los restantes izados

A partir de aquel momento, y previo a cualquier izado de losas o dovelas, se estableció un protocolo a seguir que incluía la medición de oscilaciones de la pontona una hora antes de la prevista para el izado, obtención de la transformada discreta de Fourier para extraer las frecuencias de las oscilaciones, que debían mantenerse alejadas del doble de la frecuencia vertical propia de la estructura en el momento del izado. Como precaución adicional se comprobaba que no existiera un único periodo fundamental de máxima energía en las oscilaciones de la pontona, ya que cuando existen 2 o más periodos diferenciados, aunque se produzca amplificación de oscilaciones para el primero de ellos, la presencia de otras frecuencias favorece que no exista acoplamiento, no incrementándose la amplitud de las vibraciones en el tiempo.

Para poder anticiparnos a este fenómeno, se realizó un estudio de los periodos propios de vibración de la pontona para cada

carga y calado, que se comparaba los días antes del izado con las previsiones de frecuencias de oleaje en la bahía, de manera que era posible lastrar más o menos la pontona, modificando de esta forma el periodo propio de la misma, para que estuviera suficientemente alejado del periodo de más energía del oleaje.

Bibliografía

- [1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona 2011, 723-724.
- [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 (2014) 283–284, Madrid.
- [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, pp. 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) 1–19.
- [5] A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro, S. Fuente, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 71–85.
- [6] J.A. Navarro, A. Martínez, S. Fuente, 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.
- [7] C. Lucas, J.A. Navarro, El Proceso constructivo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 101–109.
- [8] J.A. Navarro, C. Lucas, 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.
- [9] Eurocode 3—Design of steel structures—Part 1-5: Plated structural elements, EN 1993-1-5-Annex C: 2006; European Committee for standardization, 2006.
- [10] S. Fuente, J. de Los Ríos, Proyecto y construcción de pilas y torres del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 49–60.
- [11] J.A. Navarro, C. Lucas, Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 143–158.
- [12] C. Lucas, L. Peset, J. de Los Ríos, 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.
- [13] ABAQUS 6.13 [Computer Software]. Waltham, MA, Dassault Systems.
- [14] V. Puchol de Celis, Auscultación dinámica de tirantes del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, Hormigón y Acero. 67 (2016) 195–197.
- [15] 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.
- [16] Wind-induced vibration of stay cables Publication No. FHWA-HRT-05-083, Federal Highway Administration, 2007.

VII CONGRESO DE ACHE

Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

A CORUÑA | 20-22 JUNIO | 2017

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de A Coruña

PRESENTACION

En junio de 2017 tendrá lugar el Congreso Trienal de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), un excelente encuentro internacional de profesionales y especialistas en el campo de las estructuras, cuyo nivel técnico es avalado por las anteriores ediciones.

TEMAS DEL CONGRESO

ACHE convoca a todos los interesados a participar en el Congreso interviniendo en las sesiones, debates y actividades que recogerá el programa, y presentando comunicaciones sobre cualquiera de los temas contemplados:

- Materiales (base cemento, metálicos, textiles, madera, vidrio, cerámicos...)
- Proyecto y cálculo de todo tipo de estructuras
- Tecnología de estructuras
- Estructuras y envolventes arquitectónicas
- Construcción de estructuras
- Control de estructuras (proyecto, ejecución y uso)
- Durabilidad de estructuras
- Mantenimiento, reparación y refuerzo de estructuras
- Gestión de estructuras
- Historia de las estructuras y de la ingeniería estructural
- Ingeniería y sociedad
- Sostenibilidad y ciclo de vida de las estructuras
- Innovación y transferencia tecnológica entre empresas y centros de investigación

COMUNICACIONES - FECHAS

Resúmenes

- La fecha límite de recepción de resúmenes será el 19 de septiembre de 2016.
- Los autores recibirán la aceptación del resumen y la propuesta de cambios a realizar el 31 de octubre de 2016.

Comunicaciones completas

- La fecha límite para la recepción de comunicaciones completas será el 19 de diciembre de 2016.
- Los autores recibirán la aceptación provisional, o el rechazo de su trabajo, y las modificaciones requeridas antes del 27 de febrero de 2017.
- La aceptación definitiva, así como el formato de presentación en el Congreso, se comunicará a los autores antes del 10 de abril de 2017.

