

Proyecto del puente extradosado sobre el río Barrow

Design of the Extradosed Bridge over River Barrow

Miguel Ángel Astiz Suárez^a, Lucía Blanco Martín^b, Marcos Sánchez Sánchez^c,
Guillermo Ayuso Calle^b, Miguel Ángel Gil Ginés^b, Raúl González Aguilar^b

^a Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado S. L., Madrid & Universidad Politécnica de Madrid

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

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Arup, Dublin

Recibido el 13 de junio de 2019; aceptado el 21 de mayo de 2020

RESUMEN

El puente sobre el río Barrow en New Ross (Irlanda) tiene una longitud total de 887 m e incluye cuatro vanos extradosados de los cuales dos tienen una longitud de 230 m, que es la más larga construida hasta la fecha en puentes extradosados con tablero de hormigón. Los tirantes, de gran sección, son paralelos, están agrupados en un único plano central y pasan a través de las torres mediante sillas. El tablero de hormigón pretensado es un cajón de canto variable con grandes vuelos soportados por losas prefabricadas.

©2022 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

PALABRAS CLAVE: Puente, extradosado, hormigón, pretensado, cables, placas prefabricadas.

ABSTRACT

The River Barrow Bridge in New Ross (Ireland) has a total length of 887 m and it includes four extradosed spans; two of them have a length of 230 m, a world record among extradosed bridges with a concrete deck. The cable stays have a large section, they are parallel and organized in a single central plane and they are continuous across the pylons by means of saddles. The prestressed concrete deck is a variable depth box with large overhangs which are supported by precast slabs.

©2022 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

KEYWORDS: Bridge, extradosed, concrete, prestressed, cables, precast slabs.

1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el río Barrow forma parte de la autovía N25 de circunvalación de la ciudad de New Ross en Irlanda. Se trata de una obra de concesión público-privada (PPP) que se estudió por parte de la Administración Irlandesa durante varios años y que posteriormente salió a concurso en el año 2013. El concurso se falló en 2014 a favor de la UTE Dragados-Bam con Arup como proyectista principal de todo el tra-

mo y Carlos Fernández Casado S.L. como principal proyectista del puente mencionado, que es la estructura más relevante del tramo. La construcción comenzó en el año 2016 y se va a terminar dentro del año 2019.

El puente sobre el río Barrow es especialmente notable ya que se trata del puente extradosado con tablero de hormigón con mayor luz construido hasta la fecha. El objeto de esta comunicación es la descripción del proyecto del puente dejando para otras comunicaciones relacionadas la exposición

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: maastiz@cfcsl.com (Miguel Á. Astiz Suárez).

de los principales problemas de cálculo que se han presentado así como la descripción del proceso de construcción que se ha seguido.

Los puentes extradados representan una tipología relativamente nueva que nace a partir de una idea propuesta por el ingeniero francés Mathivat para el concurso del viaducto del Arrêt-Darré [1] que finalmente no fue construida. Fueron los ingenieros japoneses los que adoptaron esta técnica y la aplicaron en múltiples ejemplos conocidos empezando por los puentes de Odawara [2] y Tsukuhara [3]. De forma prácticamente simultánea el ingeniero suizo Christian Menn proyecta el puente de Sunniberg [4] abriendo una línea alternativa a la propuesta por la escuela japonesa. En realidad el acueducto de Tempul de Torroja, construido en 1925, se podría reivindicar como el primer puente extradado aunque no fue éste el que iniciara la saga.

2. CONDICIONES DE PARTIDA

En este concurso se partía de una solución base para la cual se había realizado un estudio informativo y un estudio de impacto ambiental que se habían desarrollado durante varios años y era preceptivo mantener gran parte de las características principales de la solución base. Dicha solución base consistía en un puente continuo de unos 905 m de longitud total con dos vanos principales extradados de 230 m con sus correspondientes vanos laterales de 86 m, más una serie de vanos de aproximación a ambos lados de longitudes decrecientes a partir de los anteriores.

Aunque la obligatoriedad de adaptarse a la solución base no estaba especificada, en la práctica resultó que la tipología del puente (puente extradado), las luces principales (230 m), la posición y altura de las torres no se pudieron variar respecto a la solución base precisamente con el objeto de mantener la validez del estudio informativo y el de impacto ambiental.

Además, el tablero debía ser de hormigón y con forma de cajón trapecial y unos vuelos no mayores de 3 m de anchura.

Estas condiciones dejaban poco margen de maniobra, especialmente teniendo en cuenta que la luz a construir era récord y que se trata de un puente extradado continuo (dos vanos principales y dos vanos laterales en vez de los esquemas clásicos de un vano central y dos vanos laterales o el de torre única con dos vanos extradados). Una consecuencia de efecto no despreciable que se deduce de las condiciones anteriores es que los dos vanos principales están enmarcados por torres de distinta altura.

Además, existen otras tres condiciones que han tenido una gran influencia en el proyecto del puente y que están relacionadas con el trazado o con la normativa irlandesa:

- La mayor parte del puente tiene una pendiente del 5%. Teniendo en cuenta la simetría en la posición de los anclajes de los tirantes en el tablero y en la fuerza de los tirantes a ambos lados de cada torre, la inclinación de los tirantes no puede ser la misma a ambos lados de cada torre lo que trae como consecuencia la falta de simetría en carga vertical soportada por estos tirantes (figura 1). El resultado es que el tablero puede sufrir giros a la altura de las torres y que la distribución de pretensado en el tablero se ve afectada por esta falta de simetría.
- El proyecto se realiza aplicando los Eurocódigos junto con los correspondientes Anejos Nacionales Irlandeses. En el caso de las sobrecargas de uso, mientras que el Eurocódigo [6] define la carga uniforme del modelo LM1 mediante una presión de 9 kN/m² en un carril virtual de 3 m de anchura y de 2.5 kN/m² en el resto de la calzada, el Anejo Nacional Irlandés [7] establece una presión uniforme de 5 kN/m² sobre toda la calzada. Para el caso del puente del río Barrow, esto supone un incremento del 50% de la sobrecarga a aplicar como se muestra en la figura 2.
- El Anejo Nacional Irlandés al Eurocódigo 2 [8], sigue la línea británica respecto al tratamiento en servicio del pretensado en el sentido de imponer la comprobación de descompresión para carga frecuente independientemente

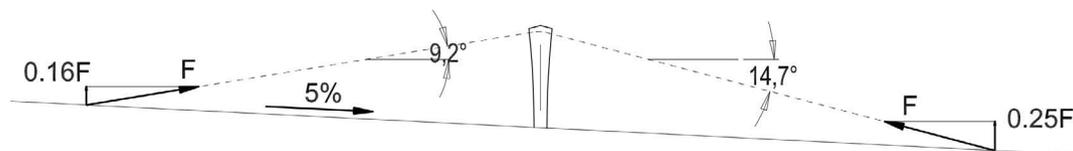


Figura 1. Efectos de la pendiente longitudinal del puente.

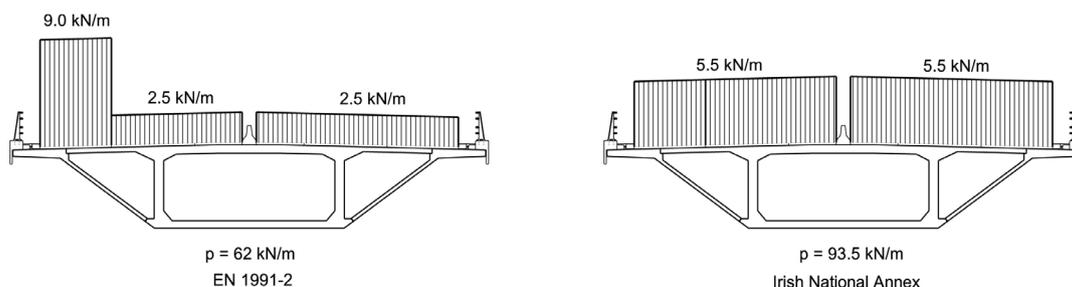


Figura 2. Sobrecarga de uso según el Eurocódigo y según el Anejo Irlandés.

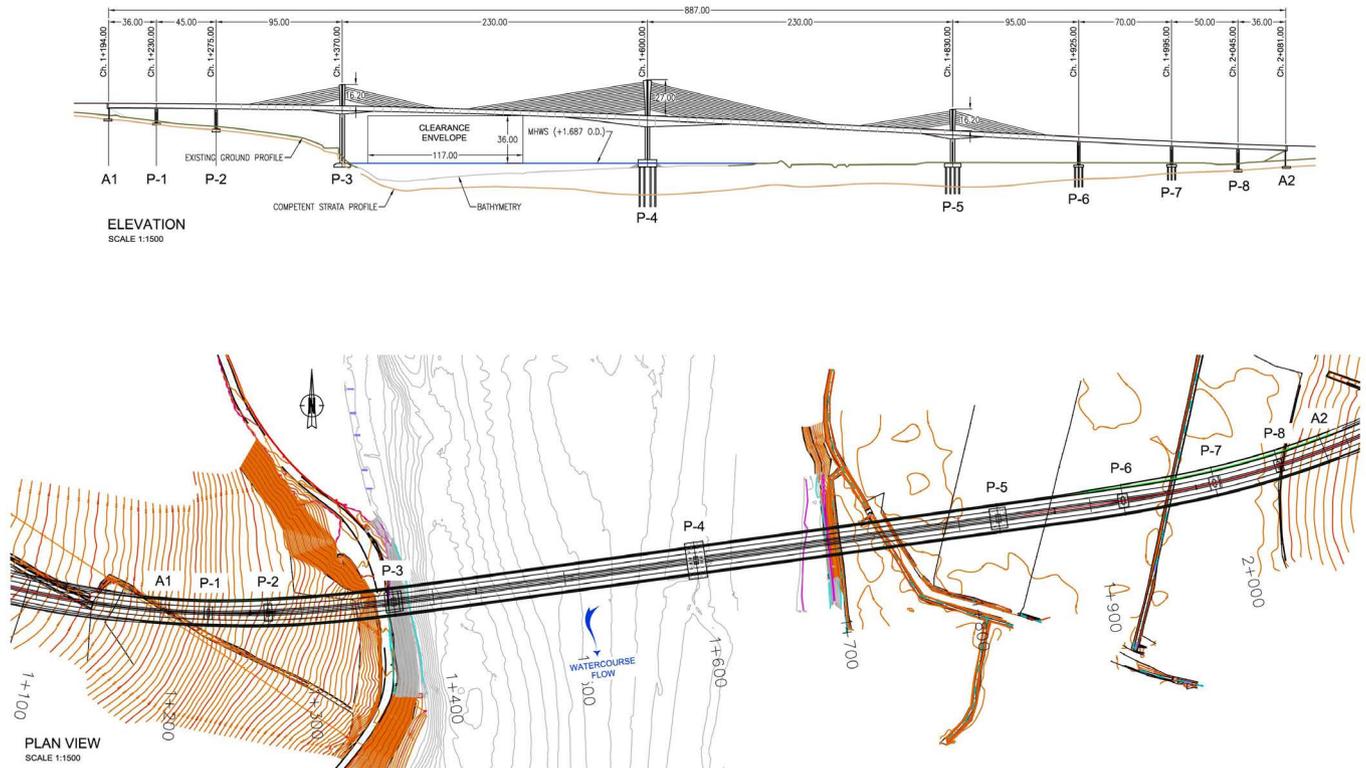


Figura 3. Planta y alzado generales del puente.

del grado de exposición. Dado el valor de las cargas aplicadas, esto supone comprobar descompresión para valores altos de las cargas y, en consecuencia, a centrar más el pretensado con el consiguiente aumento de la cuantía de pretensado.

Finalmente, las acciones de choque de barcos también han repercutido en el diseño de las cimentaciones de las dos pilas que enmarcan el canal de navegación (este problema se expone con mayor detalle en la comunicación dedicada a los problemas de cálculo planteados en el proyecto de este puente).

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 Dimensiones generales

Tras un ajuste de las luces de la solución base, la distribución final de luces resultó ser la siguiente: 36 + 45 + 95 + 230 + 230 + 95 + 70 + 50 + 36 m para una longitud total del puente de 887 m (figura 3). Por lo tanto hay 9 vanos con 8 pilas intermedias (denominadas en lo sucesivo P1 a P8) y dos estribos (denominados A1 y A2). La alineación en planta es recta a lo largo de 440 m localizados aproximadamente en la parte central del puente y curvo con una transición desde un radio de 720 m hasta la alineación recta en sus dos extremos. Uno de estos tramos curvos llega a extenderse a lo largo de todo el vano 3, que es el primer vano extradadosado lo que hace que la torre correspondiente esté sometida a fuerzas transversales

precedentes de los cables. Como ya se ha dicho anteriormente, la parte central del puente está en pendiente (5%) con transiciones parabólicas en los dos extremos.

La altura del tablero sobre el terreno o sobre el río llega a alcanzar los 40 m y la altura de las torres por encima del tablero fue la fijada en la solución base, es decir 27.0 m para la torre central (P4) y 16.2 m para las dos laterales (P3 y P5). Estos valores suponen fracciones de 1/8.5 y de 1/14.2 respectivamente respecto a la luz central, que son valores bajos aunque se deben matizar por el hecho de que las torres tengan diferentes alturas; en efecto, si tratamos de asignar una luz efectiva al esquema de puente extradadosado en función de la posición en la que el tablero pasa a colgarse de una torre o de la otra (a unos 145 m de la torre central), podríamos decir que a la torre central le corresponde un vano $2 \times 145 = 290$ m mientras que a las torres laterales les correspondería un vano de $2 \times (230 - 145) = 170$ m. Bajo esa perspectiva, la altura de las torres central y laterales sería de 1/10.7 y de 1/10.5 del vano respectivamente, que son valores normales para puentes extradadosados.

3.2 Cimentaciones

El terreno sobre el que se asienta el puente incluye en primer lugar depósitos aluviales con espesores variables entre 4 y 18 m, depósitos glaciales con espesores comprendidos entre 2 y 8 m y, finalmente, estratos de roca, de distinta formación a un lado y a otro del río pero consistentes en ambos casos en limolitas y lutitas con alguna inclusión de areniscas y con un grado de meteorización importante, especialmente en las capas superiores. Como es lógico, los depósitos más profundos están

localizados en el cauce del río y en la margen inundable (pilas P4, P5 y P6).

A la vista de esta situación, se optó por utilizar cimentaciones directas en los puntos en los que el espesor de los depósitos era pequeño (pilas P1 a P3 y P8, y los dos estribos) y cimentaciones profundas en la zona central (pilas P4 a P7). El proyecto y comprobación de las cimentaciones se llevó a cabo de acuerdo con el Eurocódigo [9].

En el caso de las cimentaciones directas, las presiones de servicio (utilizadas aquí solo como valores indicativos tradicionalmente empleados en el mundo geotécnico) variaron entre 850 y 1300 kN/m². Especialmente complicado fue el caso de la pila P3 por su situación al borde del río, a una cota inferior al nivel del agua y sobre un talud con un ángulo de unos 30° respecto a la horizontal, pero apoyada sobre una roca relativamente sana.

Las cimentaciones profundas se llevaron a cabo mediante pilotes perforados y hormigonados in-situ con un diámetro de 1.20 m en la zona de depósitos y de 1.05 m en la zona de roca. Dadas las características de las rocas explicadas anteriormente, los pilotes fueron en muchos casos de gran longitud (hasta 32m) teniéndose en cuenta tanto su resistencia por fuste como su resistencia por punta. De esta manera se pudo llegar a valores de carga en servicio cercanos a su tope estructural, que se evaluó en 10 MPa sobre la sección del pilote en la roca. A pesar de ello, alguno de los encepados alcanzó grandes dimensiones por la importancia de las cargas soportadas: en el caso del encepado de la pila central (P4), sometida además al choque de barcos, las dimensiones en planta del encepado fueron 27.4 x 14.0 m. En esta pila el encepado se prolonga hacia arriba con un pedestal cuyas dimensiones (18.5 x 14.0 m) venían especificadas en la solución base.

3.3 Pilas

Para las pilas se ha adoptado una forma común a todas ellas variando solo la dimensión longitudinal en el caso de las tres pilas centrales. Las pilas son de sección constante, de forma rectangular con acartelamientos en las cuatro esquinas y rehundidos verticales de sección constante en el centro de cada cara (figura 4). El espesor de las pilas en dirección longitudinal al puente es 3.4 m para las pilas centrales (P3 a P5), que son las que soportan las cargas verticales de las torres, y 2.0 m para todas las demás. En dirección transversal al puente, todas las pilas tienen 6.0 m de anchura desde la base que solo aumenta hasta los 8.0 m en cabeza formando un capitel que permite recibir las reacciones procedentes del tablero; este capitel es el mismo para todas las pilas.

Dado que la pila P4 es la más solicitada ya que soporta la torre central y que está situada aproximadamente en el centro del puente, dicha pila se empotra en el tablero mientras que la conexión de todas las demás pilas con el tablero se realiza en cada caso mediante una pareja de apoyos deslizantes de tipo "pot". Las pilas que cuentan con aparatos de apoyo incluyen una cámara central en cabeza accesible desde el tablero que permite inspeccionar y, en su caso, sustituir los apoyos.

3.4 Torres

Las tres torres están empotradas en el tablero a través del correspondiente diafragma y su anchura en la base en dirección longitudinal coincide con la dimensión de la pila: 3.4 m, estableciendo así una continuidad formal entre pilas y torres. Sin embargo, a diferencia de lo que ocurre en las pilas, esta anchura

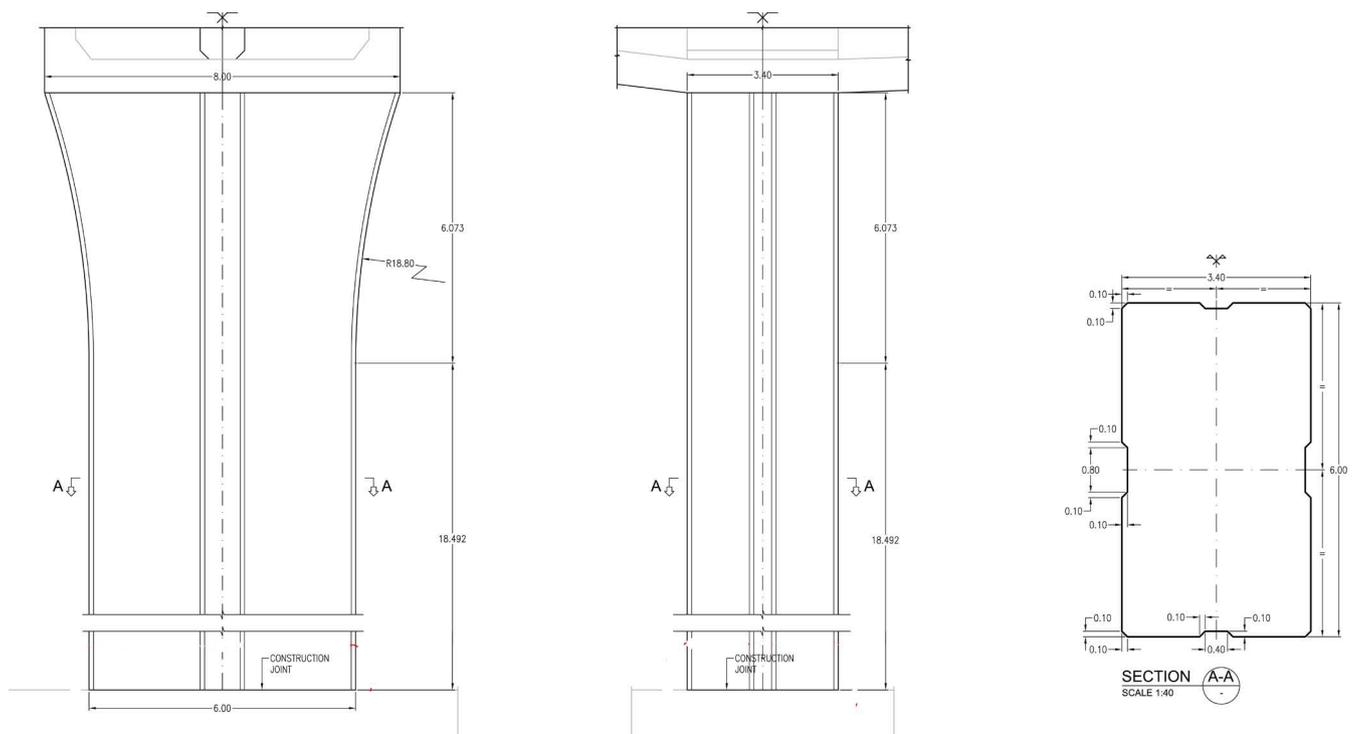


Figura 4. Alzados de la pila P4.

crece con la altura (figura 5) por razones fundamentalmente estéticas ya que ni por la distribución de esfuerzos ni por la inserción de las sillas de los cables sería necesario aumentar dicha anchura.

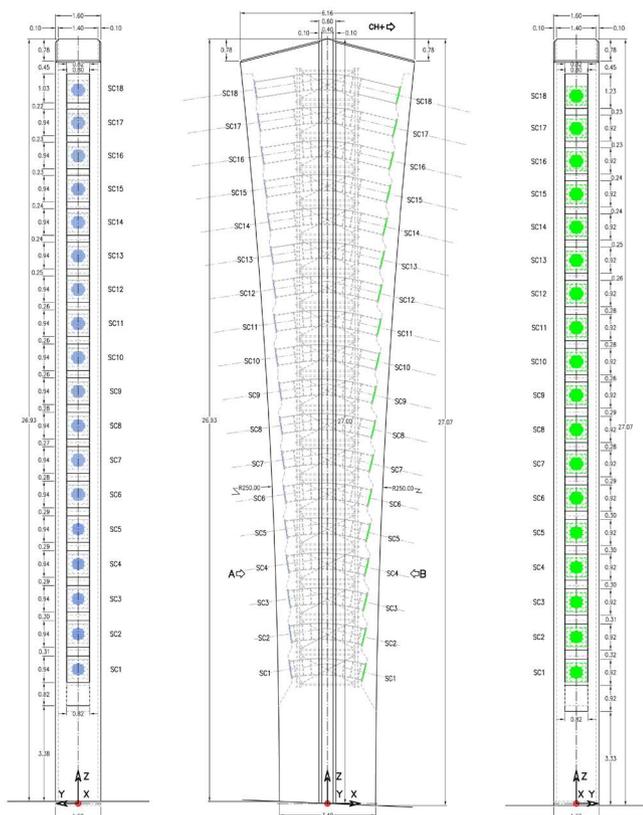


Figura 5. Alzados y sección de las torre en P4.

En dirección transversal al puente, la anchura de las pilas se ha reducido al mínimo (1.6 m) ya que dicha anchura repercute en la anchura del tablero al estar el puente atirantado en el centro. Esta reducción de anchura transversal junto con los fuertes axiles transmitidos por el sistema de atirantamiento y en el caso de la pila P3 las acciones transversales, han hecho que en algún momento se planteara la posibilidad de hacer estas torres mixtas aunque finalmente se pudieron resolver todos los problemas de resistencia mediante un fuerte armado y la utilización de hormigón de alta resistencia (H80).

3.5 Tablero

El tablero está formado por un cajón rectangular de 8 m de anchura con vuelos de alrededor de 7 m de anchura (es variable como consecuencia de la variación de anchura del tablero) que están soportados por jabalones prefabricados de hormigón armado. Sin embargo, dado que una de las condiciones del proyecto era que la forma exterior del tablero fuera trapezoidal, dichos jabalones se convirtieron en placas prefabricadas de 0.15 m de espesor y 2 m de anchura rigidizadas mediante un nervio central de 0.15 m de canto. De esta manera, aunque las placas no van conectadas entre sí, se consigue materializar un intradós semejante al de una sección trapezoidal (figura 6). De todas maneras estas placas prefabricadas solo transmiten compresiones por lo que a efectos de los esfuerzos de flexión longitudinal y torsión es el cajón de almas verticales el que es efectivo.



Figura 6. Foto del intradós del puente.

El canto del tablero es constante a lo largo de todo el puente con acartelamientos sobre las tres pilas centrales. Para la elección del canto se consideró tanto las necesidades de los vanos de aproximación continuos (con una luz máxima de 70 m) como los extradosados (con una luz máxima de 230 m). El canto constante adoptado es de 3.5 m que representa 1/20 de la luz del máximo vano de aproximación y 1/66 del máximo vano extradosado; estos son valores que entran dentro de los rangos generalmente admitidos en los dos casos aunque hay que tener en cuenta que para ciertos estados de carga (especialmente los de construcción) la luz efectiva de los vanos extradosados es mayor como se ha justificado anteriormente; por ello, el canto de 3.5 m representaría 1/83 de esa luz efectiva, lo cual ya representa una esbeltez claramente superior a los valores habituales.

Los acartelamientos mencionados anteriormente incrementan el canto del tablero hasta 6.5 m en las pilas laterales y 8.5 m en la pila central. Retomando como referencia las luces efectivas definidas anteriormente, estos cantos representarían 1/26 de la luz para las pilas laterales y 1/34 de la luz para la pila central.

Dado que el sistema de atirantamiento está situado en el eje del puente, los anclajes en el tablero se encuentran en el centro de la losa superior y, por ello, es necesario referirlos a las almas mediante dos tirantes interiores. Estos tirantes interiores se materializan mediante una estructura aporticada metálica realizada con perfiles HEB300 convenientemente anclada en las almas y en el macizo de anclaje de cada tirante. Para el tablero de 3.5 m de canto (el más extendido a lo largo del puente), los puntos de anclaje de los pórticos interiores coinciden con la intersección de las almas con la losa inferior del cajón; sin embargo, para aquellos anclajes que están situados en zonas con un canto de tablero superior, los puntos de anclaje de estos pórticos se sitúan en las almas en un punto intermedio. Aunque este punto coincide con el punto de apoyo de las placas prefabricadas, es necesario disponer en las almas nervios verticales interiores de rigidización que sean capaces de resistir el tiro transversal de los pórticos metálicos.

Un punto crítico en el proyecto del tablero ha consistido en definir la longitud de las dovelas para lo cual es necesario tener en cuenta dos condicionantes. Por un lado hay un límite superior definido por el diseño del carro de avance para la construcción por voladizos sucesivos. Por otro lado, es muy conveniente que el bloque de anclaje de cada tirante esté contenido en una única dovela. Esta última condición

es especialmente complicada de cumplir en este caso por el gran tamaño de los cables (y en consecuencia del bloque de anclaje) y por la escasa inclinación de los cables respecto al eje del tablero (solo 9.2° en algún caso como se aprecia en la figura 1). Estas dos condiciones son las que han llevado a fijar la longitud de las dovelas en 6.5 m con un mínimo reajuste de la posición de los anclajes y con un pequeño recorte de los bloques de anclaje.

El tablero lleva un pretensado longitudinal que va fundamentalmente por las losas superior e inferior en los vanos extradosados mientras que en los vanos de aproximación va también por las almas, como es normal en un puente continuo. En este último caso, el pretensado longitudinal se ve fuertemente condicionado por el proceso constructivo como se explica en una comunicación separada. También se dispone un pretensado transversal mediante vainas planas en la losa superior del cajón a la altura de los anclajes de los tirantes para cumplir una doble función: la resistencia de la losa superior frente a las flexiones causadas por la componente vertical de la fuerza de los tirantes (los pórticos metálicos tienen una cierta flexibilidad lo que provoca la deformación de flexión de la losa superior) y la resistencia frente a las tensiones de difusión por la losa superior de la componente horizontal de la fuerza de los tirantes; ambos fenómenos se ven acentuados por el pequeño ángulo de los cables principales frente al tablero, que interrumpe la continuidad de la losa en la mitad de la separación entre cables. El estudio de estos fenómenos se expone en una comunicación separada referente a algunos problemas de cálculo de este puente.

En la construcción del tablero ha sido preciso recurrir a hormigón de alta resistencia (H80) en parte de su desarrollo debido a las fuertes oscilaciones de tensiones y a la condición de descompresión mencionada anteriormente.

3.6 Sistema de atirantamiento

Aunque existen estudios referentes al diseño óptimo del sistema de atirantamiento en puentes extradosados [10,11], en el caso de este puente los condicionantes materiales y geométricos dejan poco lugar a la optimización. Por un lado se optó desde el principio por un único plano de tirantes por razones económicas y estéticas: un único plano permite reducir la anchura de las torres y, en consecuencia, la anchura de todo el puente, además de resultar mucho más limpio desde un punto de vista formal. Por otro lado ya se ha visto que la longitud de las dovelas (y, simultáneamente, la distancia entre anclajes en el tablero) es un dato prácticamente fijo. Finalmente la sección máxima de los tirantes debe limitarse a 127 cordones que es el valor que ofrecen la mayor parte de los suministradores y que es factible ensayar en laboratorio, aunque con no pocas dificultades. Los cables de cada haz son prácticamente paralelos ya que en esta situación la distancia horizontal de 6.5 m entre los anclajes del tablero se convierte en una distancia media en vertical de 1.25 m aproximadamente que no tiene sentido reducir más en la torre, de por sí bastante congestionada de armaduras.

Por todo ello el número de cordones de 150 mm² de sección por tirante se redujo a 109 en las torres laterales y a 109, 123 o 125 en la torre central. Estos tirantes se proyectaron a

una tensión límite del 50% de la resistencia garantizada de los cables siguiendo las especificaciones fijadas por el cliente, sin tener en cuenta posibles incrementos de esta tensión en atención a la supuesta menor incidencia de los problemas de fatiga en puentes extradosados. En estas condiciones, el sistema de atirantamiento soporta aproximadamente el 50% del peso del tablero, que es un valor bajo para este tipo de puentes lo cual implica una mayor cuantía de pretensado.

Los cables son continuos al pasar por las torres gracias a la utilización de sillas diseñadas por el suministrador, que en este caso fue Tensa. De esta forma se consigue reducir al mínimo las dimensiones de las torres, lo cual es muy importante en este proyecto como ya se ha expuesto anteriormente.

Tanto los anclajes como las sillas se ensayaron a fatiga, los primeros en el laboratorio CTL de Skokie (Illinois, USA), y las segundas en el Politécnico de Milán. La metodología de ensayo es la definida por la fib [12]. Los cables llevan amortiguadores internos de neopreno con alto índice de amortiguamiento para reducir las vibraciones debidas a viento, lluvia o a las propias vibraciones del tablero, aunque los problemas de vibraciones en los cables no son relevantes en este caso por ser de gran sección y de longitud relativamente reducida (el cable más largo mide 140 m).

4.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El aspecto más relevante de este puente en cuanto a su comportamiento estructural reside en el tablero y en el sistema de cables. No se tratan en esta comunicación los detalles del cálculo del puente ya que se exponen en una comunicación paralela. Sin embargo, sí es interesante estudiar aquí como se reparten las cargas entre el mecanismo de flexión del tablero y los tirantes ya que éste es un aspecto que se relaciona en gran medida con el diseño del puente extradosado.

El canto de este puente se ha apurado mucho en valores mínimos dentro del rango de los puentes extradosados. En este sentido, el puente sobre el Barrow se acerca más a la idea del puente de Sunniberg (canto muy estricto) que a los puentes extradosados clásicos japoneses. En la figura 7 se han representado las leyes de envolventes de momentos flectores para la sobrecarga del modelo LMI del Eurocódigo (Anejo Irlandés) junto con las leyes para la misma carga en dos casos extremos: el puente continuo y el puente atirantado, ambos con la misma variación de cantos y en el caso del atirantado con la misma sección para los tirantes (suponemos que lo que se gana por una mayor inclinación de la carga se pierde porque los cables soportan la totalidad de la carga permanente del tablero). Estas leyes demuestran que, como cabía esperar, el comportamiento del puente extradosado es intermedio entre el del puente continuo y el del puente atirantado. En cualquier caso las leyes del puente extradosado están más cercanas a las del puente continuo que a las del atirantado en cuanto a los momentos negativos. Para los momentos positivos, los valores obtenidos se pueden considerar a medio camino entre los del puente continuo y los del atirantado lo que justifica el canto elegido para el puente extradosado.

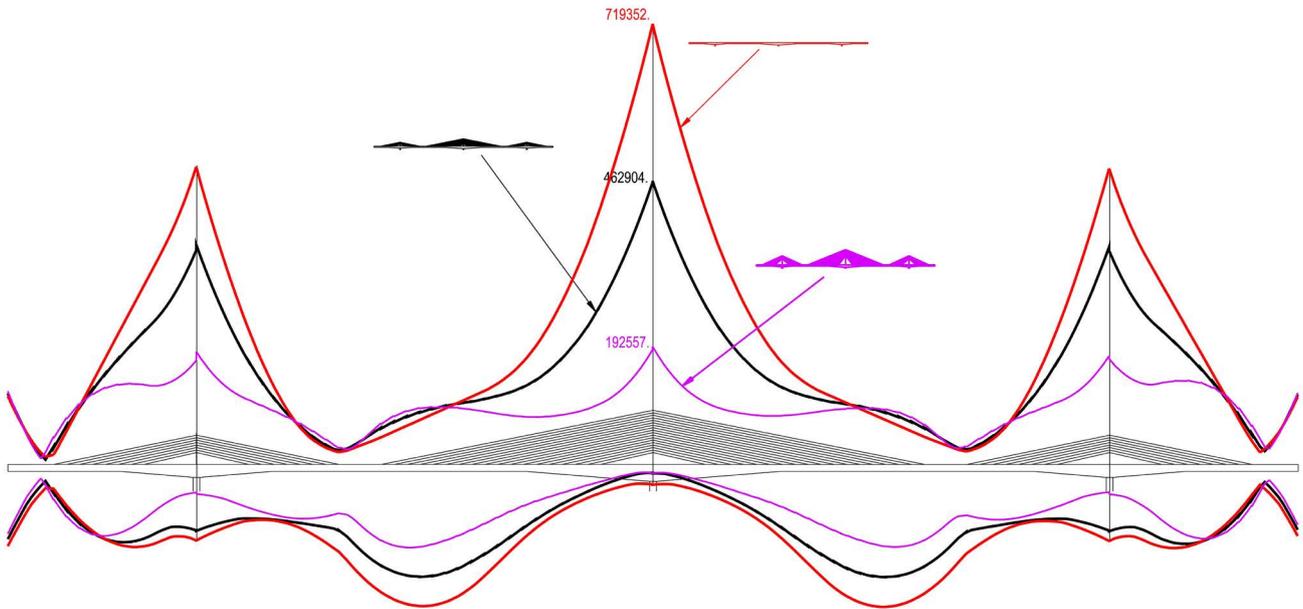


Figura 7. Envolventes de momentos flectores para el modelo de carga LM1.

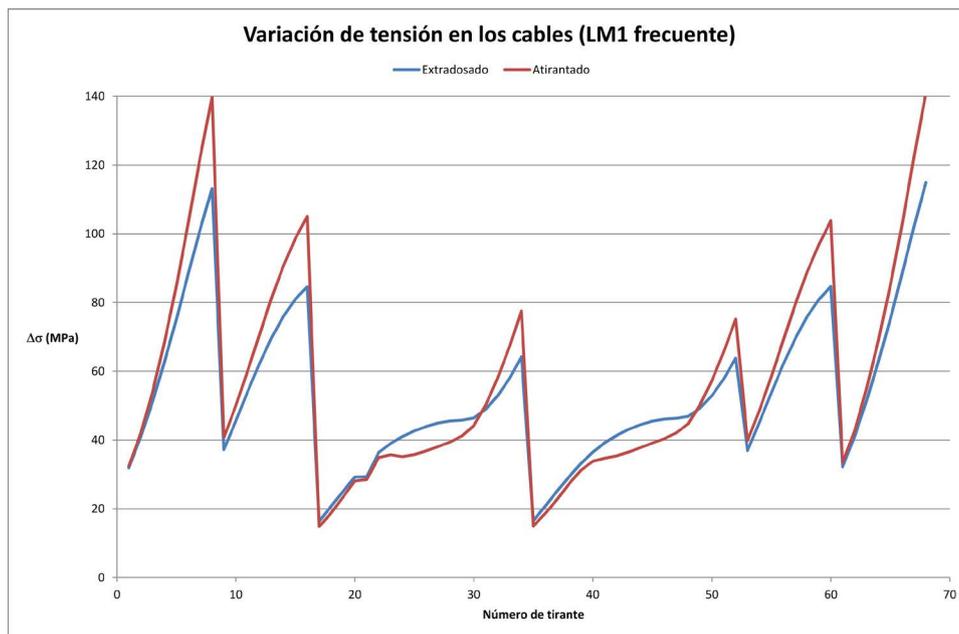


Figura 8. Variación de tensión en los tirantes bajo la acción de la sobrecarga distribuida LM1.

El otro punto relevante respecto al comportamiento del puente extradadoso reside en la variación de tensión en los tirantes por las consecuencias que puede tener sobre su posible fatiga y, en consecuencia, sobre la tensión límite a adoptar en el proyecto. Es conocido que los tirantes de los puentes extradadosos son menos sensibles a las sobrecargas de uso por tener una menor rigidez vertical y por ser el tablero más rígido que en un puente atirantado. Utilizando el mismo modelo de carga LM1 que para el cálculo de envolventes anterior, se ha calculado la variación de tensión en los tirantes para carga frecuente tanto para el puente extradadoso como para el atirantado. Los resultados se han representado en la figura 8 en la que el eje de abscisas representa el número de los tirantes

(1 a 68) ordenados por pilas (P3, P4 y P5) y dentro de los de cada pila, primero los de un lado y luego los del otro desde el más corto hasta el más largo. El diagrama resultante es más complicado de interpretar a causa de esta ordenación pero en él se aprecia que no hay una diferencia significativa entre el esquema extradadoso y el atirantado salvo quizás para los cables más largos. Esto lo interpretamos como una consecuencia de la baja rigidez del tablero para el puente extradadoso y de la alta rigidez del tablero en el contexto del puente atirantado (se ha utilizado la misma distribución de rigideces para los dos esquemas). Los valores obtenidos justifican la prudencia del cliente al exigir que los tirantes cumplieran las mismas condiciones de diseño que para los puentes atirantados.

5. CONCLUSIONES

El puente sobre el río Barrow es singular no solamente por tratarse de un puente récord sino además porque su diseño se aparta de la tendencia habitual en el proyecto de puentes extradados. El hecho de que su tablero sea muy esbelto repercute en la distribución de cargas entre el mecanismo de flexión del tablero y el sistema de tirantes. Por ello encontramos en su comportamiento características más parecidas a las de los puentes atirantados de las que es habitual reconocer en otros puentes extradados.

Desde el punto de vista estético, el puente sobre el río Barrow también es singular ya que se ha conseguido minimizar el espacio ocupado por las torres y se ha equilibrado las alturas de pilas y torres con lo que se consigue una mayor armonía entre subestructura y superestructura, cosa no habitual en puentes extradados. En la figura 9 se muestra una foto reciente del puente pocas semanas antes de la apertura.

Las cuantías más relevantes de este puente son las siguientes:

- Hormigón en tablero: 0.82 m³/m
- Cables de atirantamiento: 35 Kg/m²
- Pretensado longitudinal: 35.2 Kg/m²
- Pretensado transversal: 3.2 Kg/m²

Agradecimientos

Los autores desean mostrar su agradecimiento a otros miembros del equipo de diseño cuya colaboración ha sido fundamental en el desarrollo del proyecto, principalmente Borja Martín en CFC y Claudia Sanroman en ARUP y a los equipos de chequeo, Guillermo Siegrist y Eptisa; asimismo es importante resaltar la labor la UTE de construcción constituida

por las empresas Dragados y BAM, con especial mención a los servicios Técnicos de Dragados (Ggravity), y por último a la labor realizada por los representantes de la Autoridad (TII) especialmente a Mary Bowe, John Iliff y Fergal Cahill por su colaboración en el desarrollo de este proyecto.

Referencias

- [1] Mathivat J. (1988) "Recent developments in prestressed concrete bridges", FIP Notes, 2, 15-2, 1988.
- [2] Kasuga A., Shirono Y., Nishibe G. & Okamoto H. (1994) "Design and construction of the Odawara Port Bridge- the first extradosed bridge", FIP International Conference, Washington, Vol. XII, pp. 56-62, 1994.
- [3] Ogawa A., Matsuda T & Kasuga A. (1998) "The Tsukuhara extradosed bridge bear Kobe", Structural Engineering International, 8, n° 3, pp.172-173, 1998.
- [4] Figi H., Menn C., Bänziger D.J. & Bacchetta A. (1997) "Sunniberg Bridge, Klosters, Switzerland", Structural Engineering International, 7, n° 1, pp.6-8, 1997.
- [5] Informes de la Construcción, "Acueducto de Tempul", vol. 14, n° 137, 1962.
- [6] European Committee for Standardization, "Eurocode 1: Actions on Structures. Part 2: Traffic loads on bridges", EN1991-2:2003.
- [7] NSAI National Eurocodes Advisory Committee, "Irish National Annex to Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges", NA to I.S. EN1991-2:2003.
- [8] NSAI National Eurocodes Advisory Committee, "Irish National Annex to Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings", NA to I.S. EN1992-1-1:2005.
- [9] European Committee for Standardization, "Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules", EN1997-1:2004.
- [10] Benjumea J., Chio G. & Maldonado E. (2010) "Structural behavior and design criteria of extradosed bridges: general insight and state of the art", Revista Ingeniería de Construcción, vol. 25, N° 3, pp. 383-398, 2010.
- [11] Chitari T. G. & Narkhede T.N. (2019) "Cost optimization of extradosed bridge by varying cable position", International Research Journal of Engineering and Technology, vol. 6, N° 2, pp. 1462-1474, 2019.
- [12] fib, "Acceptance of stay cable systems using prestressing steels", Bulletin n° 30, 2005.

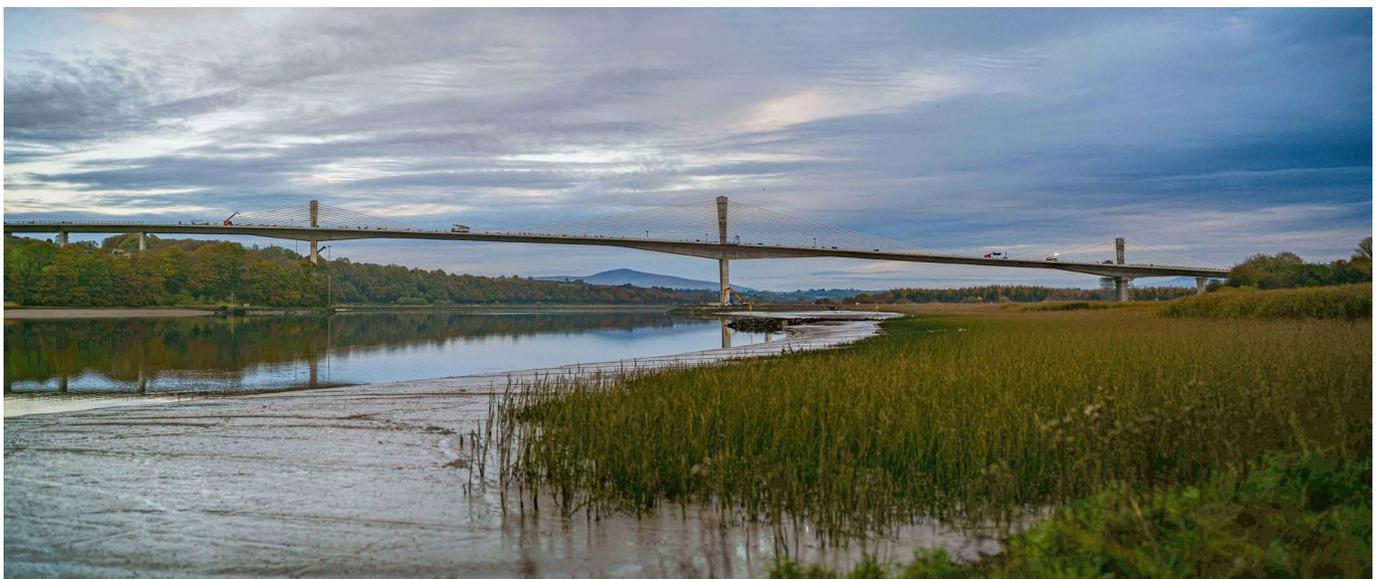


Figura 9. Foto del puente sobre el río Barrow (Noviembre 2019).