

# Viaducto sobre el río Ulla

## *Viaduct over the river Ulla*

José Andrés del Valle Pérez<sup>(1)</sup>, Ángel Carriazo Lara<sup>(1)</sup>, José Manuel Simón-Talero Muñoz<sup>(1)</sup>  
y Pedro Chico López<sup>(2)</sup>

Recibido | Received: 14-01-2010  
Aceptado | Accepted: 22-04-2010

### Resumen

El Viaducto del Ulla permite el cruce del Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad sobre el Lugar de Interés Comunitario (L.I.C.) "Sistema Fluvial Ulla-Deza" con desnivel de 115 m. El valle suele estar batido por vientos fuertes. El viaducto tiene 630 m de longitud. Salva el río mediante un arco peraltado, levemente apuntado en clave, de 168 m de luz y 105 m de flecha con sendos tramos de acceso con vanos de 52 m. El tablero es postesado de canto constante 3,89 m. Se construye mediante cimbra autolanzable. El arco es de sección constante unicelular, de  $7,70 \times 3,50$  m y directriz poligonal. Se ejecuta "in situ" con carros de avance, atirantado provisionalmente mediante 24 tirantes. Las pilas sobre el terreno son ataluzadas. Las pilastras sobre el arco son de sección constante. El arco y las pilas cuentan con laterales curvos para reducir las cargas de viento. Su eficacia ha sido verificada en ensayos.

**Palabras clave:** ferrocarril de alta velocidad, arco peraltado, tirante, dovela "in situ", instrumentación, cimbra autolanzable.

### Abstract\*

The Ulla Viaduct is the crossing of the N-NW Spanish High Speed Railway over the "Ulla-Deza Fluvial System", Place of Community Interest (LIC), with height above that level of 115 m. Strong winds are usual in this valley. The viaduct is 630 m long. A lightly pointed arch, 168 m of span and 105 m of rise, crosses over the river. The access viaducts are made of spans that are 52 m length each. The deck is a prestressed concrete box, 3,89 m height constant. It is made using a self-cast formwork. The arch itself is a box section, dimensions  $7,7 \times 3,50$  m; the arch axis is a polygonal line. The concrete of the arch is poured on site using a self-launching formwork girders and the aid of 24 temporary stay cables. The piers over the ground have a variable box section. The piers over the arch are constant cross section columns. The shape of both, the main piers and the piers over the arch, are laterally rounded in order to reduce the effect of the wind loads. The efficiency of the adopted shapes has been verified using wind tunnel tests.

**Keywords:** high speed railway, stilted arch, stay, deck's segment, monitoring bridge, self-launching formwork girders.

\* An extensive English language summary of the present article is provided on page 98 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Torroja Ingeniería SL. (Madrid, España).  
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados SA. (A Coruña, España).

Persona de contacto / Corresponding author: javalle@torroja.es



Figura 1. Situación de ejecución del viaducto en diciembre de 2009

## 1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto sobre el río Ulla, pertenece al Corredor ferroviario de alta velocidad Norte-Noroeste, actualmente en ejecución, que conectará la Meseta con el Noroeste peninsular por Orense. Las bases adoptadas para su diseño, permitirán la instalación de una doble vía de ancho internacional, apta tanto para el transporte de pasajeros, que podrán circular a una velocidad de hasta 350 kilómetros por hora, como de mercancías. Está situado en la localidad de Ponte Ulla, concejo de Silleda, en los límites de provincia de La Coruña y Pontevedra, a unos 16 kilómetros de la estación de Santiago de Compostela.

El tramo Silleda (Dornelas) - Vedra - Boqueixón incluye tres viaductos, de sur a norte, sobre los ríos Ulla (630 m), Castro (244 m) y Saramo (1485 m). La construcción del viaducto del Ulla ha comenzado en julio de 2008 y se encuentra actualmente en ejecución (ver figura 1). Su finalización está prevista aproximadamente en marzo del año 2011. En la figura 2 se aporta una infografía del viaducto terminado.

## 2. EMPLAZAMIENTO

El viaducto permite que la línea de alta velocidad salve el valle del río Ulla, en un entorno de gran valor

medioambiental que goza de un alto nivel de protección. La Declaración de Impacto Ambiental (D.I.A.) imponía la condición de evitar cualquier afección, incluso provisional, sobre el Lugar de Interés Comunitario (L.I.C.) "Sistema Fluvial Ulla-Deza". Esto supone la imposibilidad de afectar, bajo ninguna circunstancia, a una franja de 150 m de anchura.

El paraje donde se emplaza la estructura, se encuentra aguas abajo del magnífico viaducto de Gundián (ver figura 3), finalizado en 1958, a través del cual, la actual línea ferroviaria convencional cruza el valle, entre dos abruptos afloramientos de roca que lo cierran visualmente por el norte. Entre ellos se encaja su vano principal, resuelto con un arco peraltado. La presencia de esta estructura, ha constituido un condicionante paisajístico de primer orden en la configuración del nuevo viaducto.

El valle, orientado de SW a NE, se encuentra batido por vientos fuertes de dicha componente, provenientes de la ría de Arosa. Por otra parte, las restrictivas condiciones que impone el trazado de la Alta Velocidad ferroviaria, conducen a un desnivel importante de la traza sobre el fondo del valle, de aproximadamente 115 m. Esto le convierte en el viaducto de alta velocidad más alto del mundo y supone un grado de exposición elevado a la acción del viento, que por otra parte sufrirán los convoyes con cierta brusquedad, al situarse la estructura entre dos túneles.



Figura 2. Infografía del viaducto terminado realizada por PROIN3D



Figura 3. Viaducto de Gundían, situado inmediatamente aguas arriba del nuevo viaducto sobre el río Ulla

Para cruzar el valle, se precisa una longitud total de viaducto de 630 m entre estribos. En una alineación recta en planta, su perfil longitudinal está afectado por un acuerdo vertical de parámetro  $K_v = 25.000$ , con pendiente de entrada  $-2,5\%$  y de salida  $2,5\%$ , encontrándose el punto de tangente horizontal aproximadamente a 150 m del estribo 1.

Los principales condicionantes de diseño del viaducto han sido pues, en resumen, los siguientes:

- Gran altura y notable exposición visual sobre un valle de elevado valor medioambiental.
- Presencia de una estructura ferroviaria emblemática, resuelta con un arco peraltado de hormigón armado, que salva el río con arcadas menores en los tramos de acceso.
- La configuración del valle obliga a contar con una fuerte incidencia de vientos dominantes transversales a la estructura. El convoy sale de un túnel y se ve repentinamente expuesto a su acción.

### 3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

La estructura a plantear, había pues de contar con una longitud total de unos 630 m y una luz mínima de 160 m

en su vano principal sobre el cauce, con luces lógicamente más discretas en los tramos de acceso. Las alternativas planteadas pueden agruparse en dos familias básicas:

- Soluciones con tablero construido por voladizos sucesivos, mediante carros de avance.
- Soluciones en arco inferior para el vano principal.

#### 3.1. Alternativa I: Tableros ejecutados por voladizos sucesivos.

Se encajaron y estudiaron dos alternativas para 630 metros, con tableros de canto variable ejecutados "in situ", en voladizos sucesivos, mediante carros de avance. Una solución de 6 vanos, con luz principal de 159,40 m y canto de tablero comprendido entre 8,40 m en pila y 4 m en centro de vano (Figura 4) y una solución con 5 vanos con luz central de 171 m y canto de tablero variable entre 9 y 4,30 m. La altura máxima de pila en ambos casos era de 120 m.

#### 3.2. Alternativa II: Tableros con arco inferior en el vano principal

Las soluciones tipo arco resultaban interesantes, en primer lugar, por la destacada presencia en el ámbito

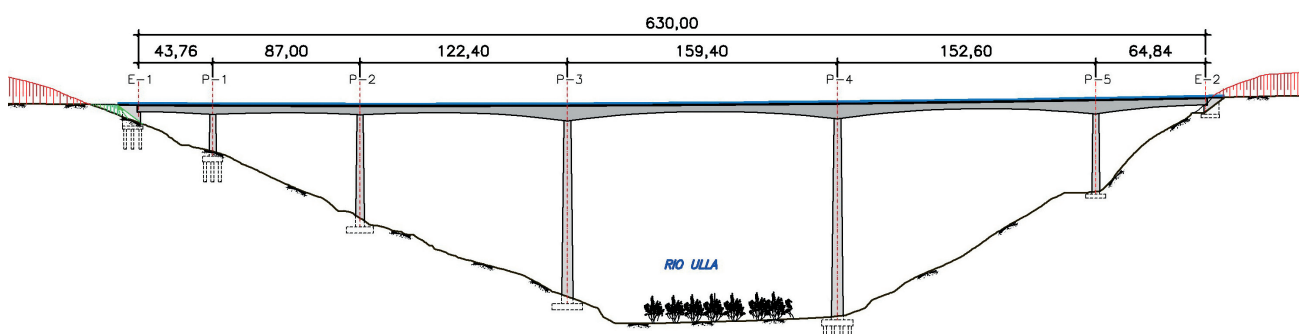


Figura 4. Solución alternativa de voladizos sucesivos con 159,4 m de luz central

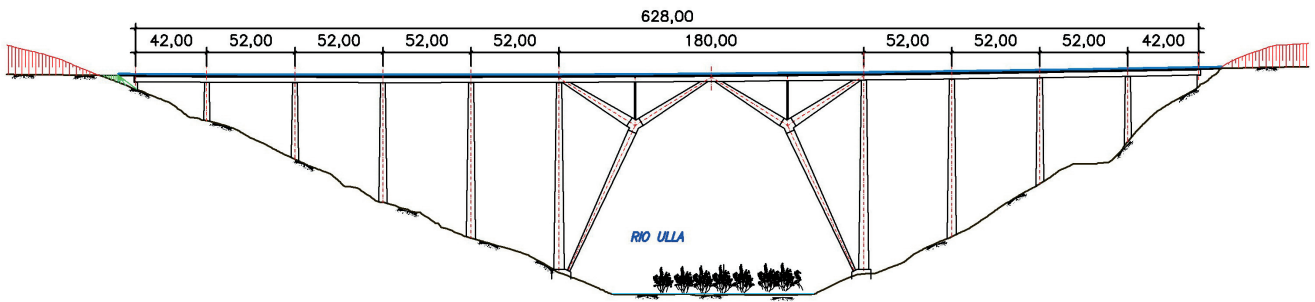


Figura 5. Solución alternativa con arco inferior peraltado polygonal de 170 m de luz

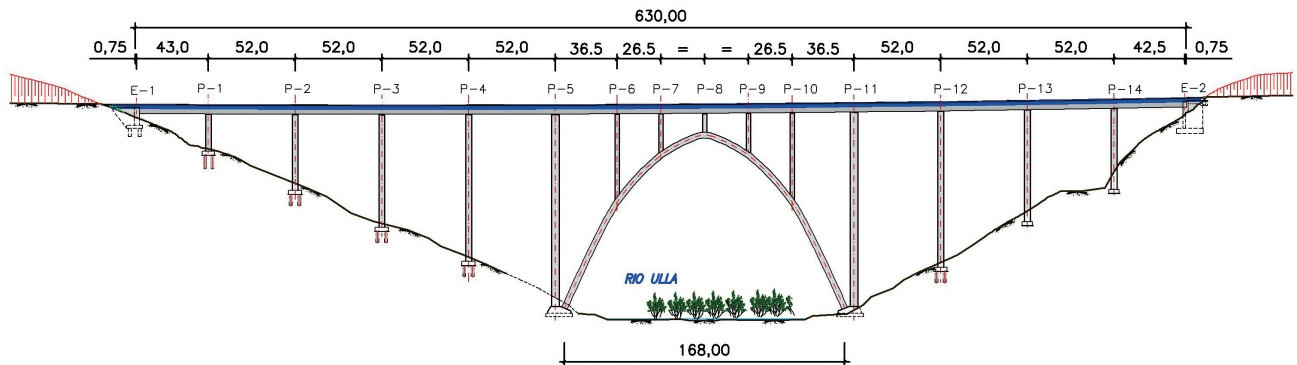


Figura 6. Solución con arco inferior peraltado curvo de 168 m de luz. Solución finalmente seleccionada

del viaducto de Gundián, especialmente las formas peraltadas. También por permitir una transición sencilla entre los tramos de acceso y el vano principal. Dentro de la tipología genérica de arco se manejaron 3 soluciones:

- Arco poligonal peraltado, de 170 m de luz entre arranques y 112 m de flecha. Directriz formada por 4 tramos rectos, conforme al antifunicular de las cargas puntuales transmitidas por los tres apoyos del tablero. Vano principal de 180 m dividido en cuatro tramos iguales. Sección del arco en  $\pi$  mixta, con canto linealmente variable entre el máximo, bajo las pilas tras, y los mínimos en arranques y empotramientos en tablero. Tirantes metálicos de acero estructural entre arco y tablero. Tablero lanzado o autocimbrado. Arco abatido (Figura 5).
- Arco peraltado de 168 m de luz entre arranques y 105 m de flecha. Levemente apuntado en clave. El vano principal, de 179 m, se divide en seis tramos, con 5 pilas tras intermedias. La directriz del arco es una poligonal de

tramos de 2,50 m, aproximación al antifunicular de peso propio y cargas permanentes. La curvatura es variable, monótona creciente, con quiebros más pronunciados bajo pilas tras, aunque apenas perceptibles. La sección del arco es constante  $3,50 \times 7,70$  m. Esta es la solución finalmente desarrollada (Figura 6).

- Arco rebajado de 280 m de luz entre arranques y 90 m de flecha, con relación luz/flecha de 3,11. Vano principal de la misma luz que el arco, dividido en 9 tramos por 8 pilas tras. El arco tiene canto variable entre 5 m en clave y 8 m en arranques. La solución es adecuada a la más elevada capacidad portante de las laderas frente a cargas inclinadas (Figura 7).

#### 4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA

La alternativa seleccionada para el viaducto, es la que sustenta el tramo principal del tablero sobre un gran arco peraltado de 168 m de luz y alrededor de 105 m de

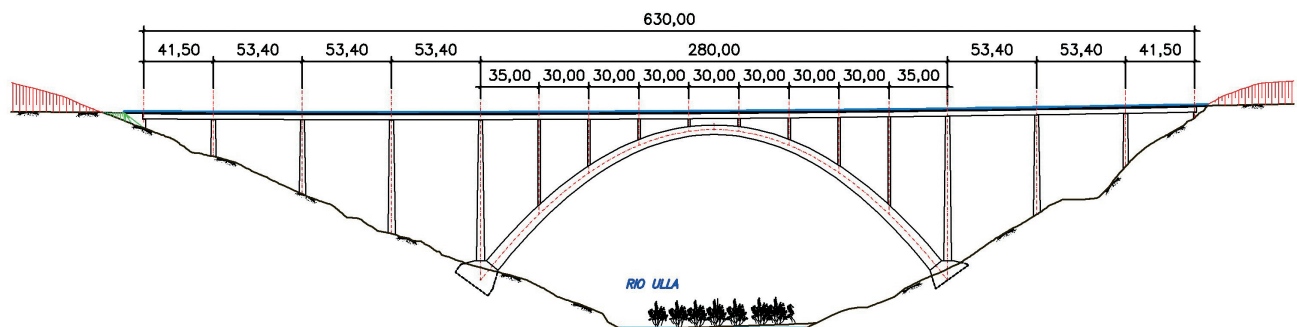


Figura 7. Solución alternativa con arco inferior rebajado curvo de 280 m de luz

flecha. Se describe cada uno de los elementos principales de la estructura.

#### 4.1. Arco

El arco central del viaducto, es de sección cajón constante, de 7,70 m de anchura y 3,50 m de canto. Su directriz es una poligonal de tramos de 2,50 m, con quiebros algo más acentuados bajo las pilastras y apuntamiento ligero en la clave.

Cada semiarco se compone de un tramo inicial de ejecución cimbrada, de algo más de 10 m de longitud, y 26 dovelas construidas "in situ" con carro de avance. Entre los semiarcos así ejecutados se construye la dovela de cierre. Su longitud total desarrollada es de 277,56 m. Su vértice superior está situado a unos 11 m de la cara inferior del tablero (Figura 8).



Figura 8. Alzado del arco en construcción

El espesor de los forjados del cajón es constante, de 0,45 m, mientras que los hastiales son de espesor ligeramente variable, al adaptarse su intradós a la suave curva de su contorno exterior, constituida por cinco tramos de círculo enlazados, de diferentes radios pero con tangencias comunes. Se ha diseñado este contorno para mejorar el comportamiento del arco frente al viento. Los hastiales cambian de espesor a lo largo del desarrollo del arco. Esta dimensión es de 0,50 m entre las dovelas 16 y la clave, de 0,70 m entre las dovelas 1 y 15 y de 1,05 m en el tramo inicial cimbrado (Figura 9).

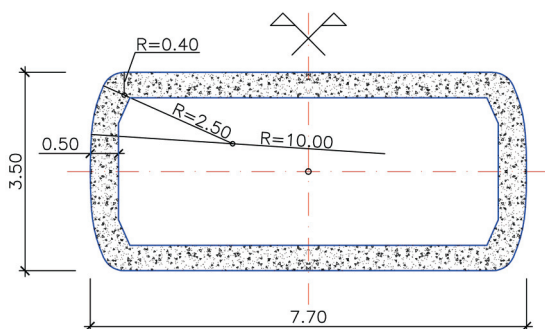


Figura 9. Sección tipo del arco en tramo superior

El arco sirve de sustentación al tablero mediante cinco pilastras empotradas en el mismo en secciones convenientemente macizadas. La central coincide con la clave y las cuatro restantes están situadas a equidistancia de 26,50 m.

#### 4.2. Tablero

El tablero es una viga continua convencional, de hormigón postesado, de 630 m de longitud total entre estribos. El tramo principal, de 179 m de longitud, consta de seis vanos, de 36,5 m los extremos y de 26,5 m los interiores, entre pilastras. Se completa por sendos tramos de acceso, de 251 m el de la margen izquierda, distribuido en cinco vanos: 43 + 4 × 52 y de 198,50 m el de la margen derecha, de 4 vanos: 3 × 52 + 42,50 m.

Su canto es constante e igual a 3,89 m medidos en el eje de la sección transversal. Ésta presenta un cajón unicelular con almas inclinadas, anchura inferior de 5,50 m y superior de 7,50 m. La anchura total de la sección, de 14 m, se completa mediante voladizos de 3,25 m, de espesor decreciente desde arranques a bordes. Las almas son de 0,50 m de espesor constante. La tabla inferior, acartelada en la unión con las almas, es de 0,25 m de espesor mínimo, que se incrementa en la zona adyacente a las pilas hasta 0,50 m. El forjado superior, en bombeo y también acartelado en el tramo entre almas, presenta un espesor en eje de sección de 0,35 m (Figura 10).

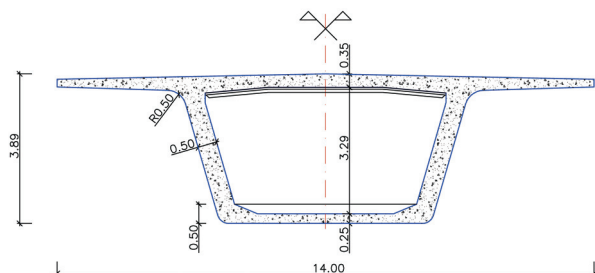


Figura 10. Sección tipo del tablero

El pretensado del tablero, está resuelto con unidades de 37 cordones de 0,6" de diámetro nominal y 1,40 cm<sup>2</sup> de área por cordón. Los tendones discurren por las almas del cajón, con trazado parabólico en los tramos de acceso, 4 por alma, y rectos en el vano principal, 3 por alma, salvo en la clave. Se disponen adicionalmente, en los laterales del tramo principal, ocho tendones rectos de refuerzo en el forjado inferior, de 12 cordones cada uno.

El tablero se ejecuta por fases, mediante cimbra auto-lanzable (Figura 11). Para mejorar las condiciones frente a fatiga, no se han utilizado acopladores para los tendones en las juntas, sino que se ha previsto su cruzamiento en tramos de borde de 3 m longitud.

El punto fijo del tablero, para asegurar su inmovilidad frente a las cargas ferroviarias deducidas de la Instrucción de Acciones IAPF [1], está situado en el estribo de la margen derecha (E2). Este elemento soportará los esfuerzos horizontales longitudinales, tanto los transmitidos



Figura 11. Ejecución del tablero con cimbra autolanzable

por las pilas, a causa de las deformaciones térmicas y reológicas del tablero, como los debidos al viento y a las sobrecargas de uso. La inmovilidad del tablero se garantiza mediante el cosido de este al estribo con tendones de postesado. Entre el tablero y el estribo se disponen topes frontales, compuestos por aparatos de apoyo tipo POT instrumentados.

Se han previsto entradas de acceso al tablero, para inspección del mismo, en ambos extremos. Se disponen éstas en el forjado inferior, junto a los muros de frente de los estribos.

### 4.3. Pilas

Las pilas de los tramos de acceso son de canto constante, pero de anchura variable con la altura, creciente desde su coronación. Las pilas P1 a P4 y P12 a P14 son de 3,5 m de canto (Figura 12). La variación de anchura en ellas se realiza con pendiente 1/55. Las grandes pilas P5 y P11, que enmarcan el arco, son de 4,5 m de canto, con talud transversal de 1/45. Las pilastras, P6 a P10, tienen canto y anchura constantes, de 2,50 m y 6,20 m respectivamente. Las pilas disponen de 4,50 m macizos en su coronación, mientras el macizado en las pilastras es de 2,50 m. La anchura en coronación tanto de pilas como de pilastras es de 5,50 m. A 3,35 m de la coronación las pilas parten de 7,20 m de anchura.

La sección de las pilas y las pilastras es de forma similar a un hipódromo (ver figura 13), con los alzados frontales configurados en tres planos, levemente retranqueado el central, y contornos laterales circulares, con triple centro de curvatura, para disminuir el coeficiente de arrastre del viento. Las paredes son de espesor constante de 0,35 m.

En cada pila o pilastra se disponen dos aparatos de apoyo tipo POT como sustentación del tablero. Excepto en las pilas P1 y P2 y en las pilastras P7 a P9, en que los aparatos de apoyo son deslizantes, uno unidireccional y el otro



Figura 12. Fustes de pilas de tramos de acceso

libre, el resto son fijos, pues la rigidez de las pilas lo hace aconsejable frente a la acción del viento longitudinal.

Las pilastras, P6 a P10 están empotradas en el arco, cuya cimentación es común con la de las pilas adyacentes P5 y P11. Todas las pilas, excepto las P5, P13 y P14, están cimentadas profundamente mediante pilotes  $\phi 1,80$  m empotrados en la roca subyacente y definidos para llegar a su tope estructural. La pila P11 y el semiarco derecho se cimentan sobre un gran encepado de  $25 \times 18 \times 7,20$  m, sobre 32 pilotes. Las restantes se resuelven con 8 pilotes, excepto la P1 con 6 pilotes.

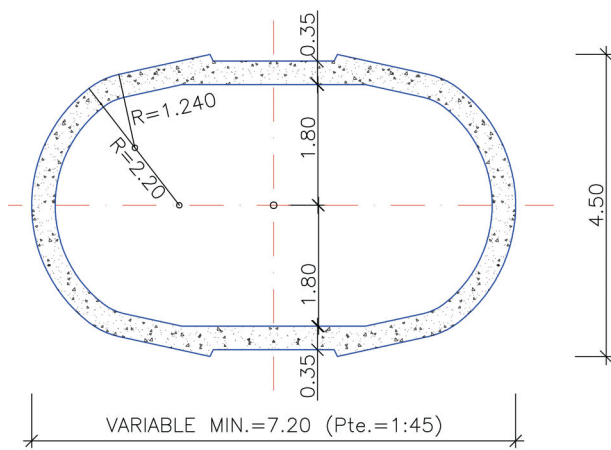


Figura 13. Sección tipo de pilas principales

Para la cimentación de las pilas P13 y P14, se ha considerado una tensión admisible de 1 MPa. La pila P5 y el semiarco izquierdo se cimentan sobre una zapata de  $25 \times 16 \times 6,20$  m, construida sobre un macizo de hormigón pobre de 4 m de espesor, que alcanza el terreno competente. En el terreno se ha considerado una tensión admisible de 0,5 MPa.

#### 4.4. Estribos

El estribo 1 es cerrado, no solo por su frente y laterales, sino también por su zona trasera y su coronación. Está cimentado profundamente sobre 6 pilotes  $\phi 1,80$  m. La razón de estar diseñado como una caja completamente cerrada es que requiere anclajes provisionales, tanto al terreno como al tablero, para poder cumplir su función de servir de retenida de aquel durante la construcción del tramo principal. Se han dispuesto 24 anclajes al terreno de 1176 kN de carga nominal garantizada, todos ellos anclados sobre la losa trasera, de hormigón armado, de 1,10 m de espesor, ejecutada contra el talud excavado del terreno. Para dar continuidad a los anclajes al terreno entre dicha losa trasera y la coronación del estribo, se han dispuesto 48 barras activas  $\phi 40$  mm, tesadas a 725 kN cada una. Se han distribuido estas barras en cuatro hileras que discurren por las aletas laterales del estribo, de 1 m de espesor, así como por dos diafragmas interiores, de 1,70 m de espesor. Las barras se anclan en la losa superior del estribo, de 2 m de canto, en la cual se cruzan con los tendones de cosido al tablero.

El estribo E2 es también cerrado como el E1, pero no incluye una losa trasera como aquel al no requerir anclajes al terreno, debido a su gran masa. Sí dispone en cambio de una losa superior de 2 m de canto para alojar los tendones de cosido al tablero, que en este estribo son permanentes. Por esta circunstancia, el estribo dispone de una galería posterior de visita y mantenimiento de los anclajes, de 1,8 m de anchura, 2 m de altura y 11,60 m de longitud. El alzado del estribo está compuesto por un muro de frente de 3 m de espesor y 14 m de anchura, en el que se empotran las aletas laterales y un diafragma central, los tres de 1,20 m de espesor. Este estribo se

apoya directamente sobre el dique de cuarzo existente, mediante una zapata de  $16 \times 16 \times 3$  m, a una tensión admisible de 1 MPa.

El tablero se apoya sobre cada estribo mediante una pareja de apoyos tipo POT de neopreno teflón, deslizantes. Lateralmente, se encuentra asimismo apoyado sobre los muros laterales del estribo mediante aparatos de neopreno zunchado-teflón. Por último, entre el tablero y cada estribo se han dispuesto sendas parejas de apoyos POT frontales e instrumentados, que servirán para transmitir las cargas del pretensado de cosido. Los topes del estribo E2 son permanentes, mientras los del estribo E1 son provisionales.

#### 4.5. Proceso constructivo

La ejecución de cada semiarco se realiza en voladizo, con la ayuda de doce tirantes provisionales. Los cuatro inferiores atirantan el arco desde la pila contigua, P5 ó P11. Los ocho restantes lo hacen desde el tablero, tres desde la traviesa sobre las pilas adyacentes citadas, tres más desde la traviesa sobre la primera pilastra P6 ó P10 y los dos restantes desde la traviesa sobre la segunda pilastra correspondiente, P7 ó P9. El tiro del tablero se transmite, como se ha indicado antes, a los estribos. Se dispone además un tirante de retenida, que compensa los esfuerzos inducidos sobre cada pila contigua, atirantándola desde media altura hasta el encepado de la pila siguiente P4 ó P12 (Figura 14).

Los tirantes se montan según va avanzando la construcción del arco, cuya ejecución es simultánea con la de las pilastras y el tablero, de forma que, cuando se alcanza la posición de una pilastra, se ejecuta ésta y el tramo de tablero correspondiente. Una vez completados ambos semiarcos, se procede al cierre en clave, quedando pendientes únicamente los tramos de tablero P7-P8 y P8-P9. Tras el cierre se ejecuta la pilastra de clave y se completa el tablero. Como antecedentes del proceso de ejecución empleado cabe citar el Arco de Almonte, en la Ruta de la Plata [2], aunque sin la particularidad en ese caso de trasladar el atirantamiento a los estribos a través del tablero; o el Arco de Los Tilos, en la isla de La Palma [3] estructura que sí se anclaba durante la construcción al terreno, a través del tablero y los estribos.

Para la ejecución del tablero, se emplean dos cimbras autolanzables diferentes, para los vanos de los tramos de acceso y para los vanos sobre el arco. La primera permite la ejecución de fases de 52 m, con unión de fases a 10,40 m de cada pila. Con la segunda se ejecutan las fases de longitud 31,5 a 26,5 m, con voladizos desde las pilastras de 5,30 m. La fase de cierre del tablero es de 15,90 m de longitud.

Las cimbras se cuelgan en cada fase del extremo del voladizo ejecutado y se apoyan en una estructura lateral adosada a la pila siguiente, anillo, cuya coronación ha sido preparada al efecto. Los anillos de ambas autocimbras son de tipología diferente. Los de la cimbra de los

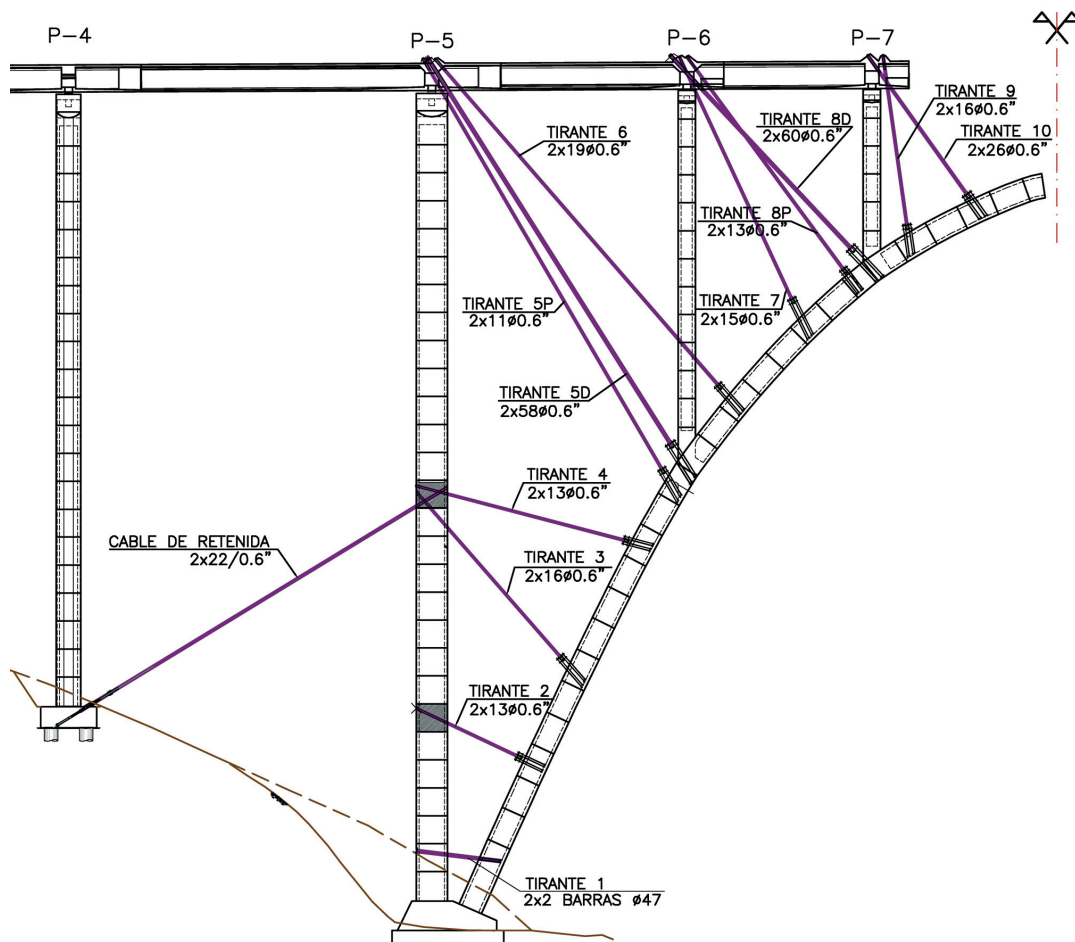


Figura 14. Esquema de atirantamiento provisional

tramos de acceso son de desarrollo lateral y van cosidos superiormente con barras de pretensado. Los de la cimbra del tramo principal son de desarrollo frontal y van colgados de la coronación de la pila (Figura 15).

El hormigonado de cada vano del tablero se realiza en dos fases. La primera comprende la ejecución de la losa inferior y los hastiales. La segunda incluye la losa superior, entre hastiales, y los voladizos. El forjado entre almas se ejecuta sobre prelasas nervadas de encofrado perdido, apoyadas en almas y apuntaladas sobre el forjado inferior.

Una vez completadas las dos primeras fases de tablero desde cada estribo y antes de comenzar la puesta en obra del hormigón de la tercera fase, se ha procedido al enfilado y tesado de los tendones de cosido del tablero al estribo correspondiente y al desmontaje de los perfiles dispuestos como bloqueo provisional. Entre el tablero y cada uno de los estribos se han dispuesto 8 tendones, formados por 22 cordones del mismo tipo que los empleados en el pretensado del tablero. Los tendones de cosido al estribo E2 son autoprotectidos, con cordones galvanizados en vainas individuales de polietileno rellenas de cera. Son retesables y admiten reposición. Las vainas y capots de anclaje se rellenan asimismo de grasa.

El tesado se ha realizado desde sus extremos activos, situados en el paramento trasero del estribo E1 y en la galería dispuesta al efecto en el estribo E2, manteniendo



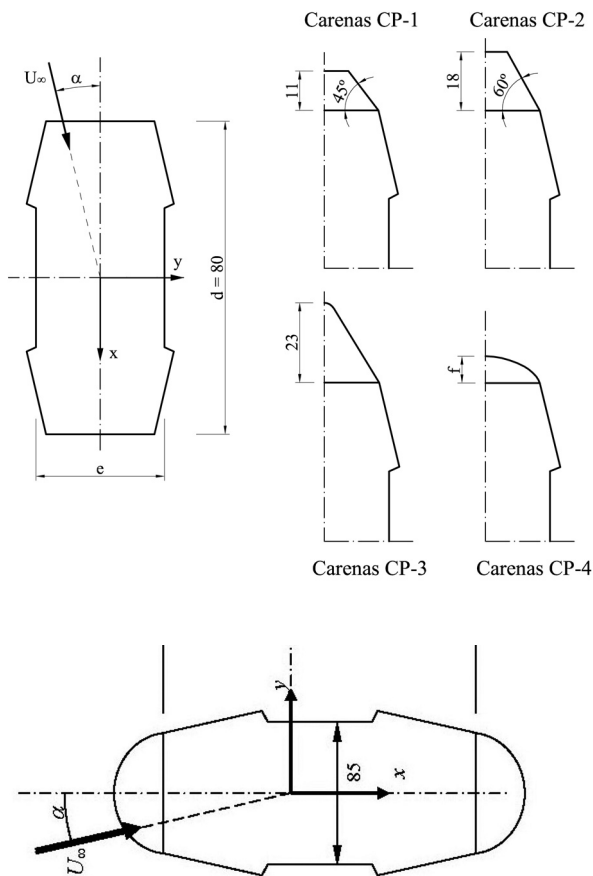
Figura 15. Apoyos de anillos en las pilas de los tramos de acceso

la simetría respecto al eje del tablero. Cada tendón se tesó a la carga necesaria para alcanzar en su anclaje pasivo la carga prevista en proyecto, de 2864 kN.

## 5. CONSIDERACIÓN DEL VIENTO

La configuración marcadamente en V del valle en el que se establece el viaducto, valle por donde circulan vientos predominantes de componente Nordeste de cierta intensidad, y el hecho de encontrarse la estructura en una situación muy expuesta, al cruzarlo ortogonalmente, a gran altura, entre los túneles consecutivos de Castro y de Caldelas, condujo a considerar en el proyecto de construcción el establecimiento de pantallas protectoras frente





Figuras 16a a 16d. Análisis de carenados para pilas

al viento en ambos laterales del tablero.

La influencia en el proyecto de considerar la instalación de dichas barreras fijas de protección es muy importante. Si tenemos en cuenta que en el caso de tablero con sobrecarga se aplica el 50% de la presión básica de viento calculada, mientras que en el caso de tablero vacío se aplica la totalidad de la presión, se entiende que, mientras en el caso de tablero sin barreras, ambos casos producen acciones similares, en el caso de tablero con barreras, al haberse prácticamente duplicado el canto expuesto del tablero vacío, se convierte éste claramente en el caso de carga dimensionante, especialmente para pilas, pilastras y arco, pero también para el tablero a torsión y a flexión transversal.

Para reducir en lo posible la acción del viento sobre la estructura, se han diseñado para las pilas y el arco secciones curvas en sus caras laterales, cuya eficacia frente al viento se ha comprobado mediante los correspondientes ensayos en túnel, realizados en el Laboratorio de Aerodinámica Ignacio Da Riva de la Universidad Politécnica de Madrid, sito en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos. La reducción conseguida de los coeficientes de arrastre ha sido importante y ha permitido, en consecuencia, una disminución significativa de los esfuerzos transversales que llegan a las cimentaciones de las pilas y arco y, con ello, de las flechas transversales generadas en el tablero (Figuras 16 y 17).

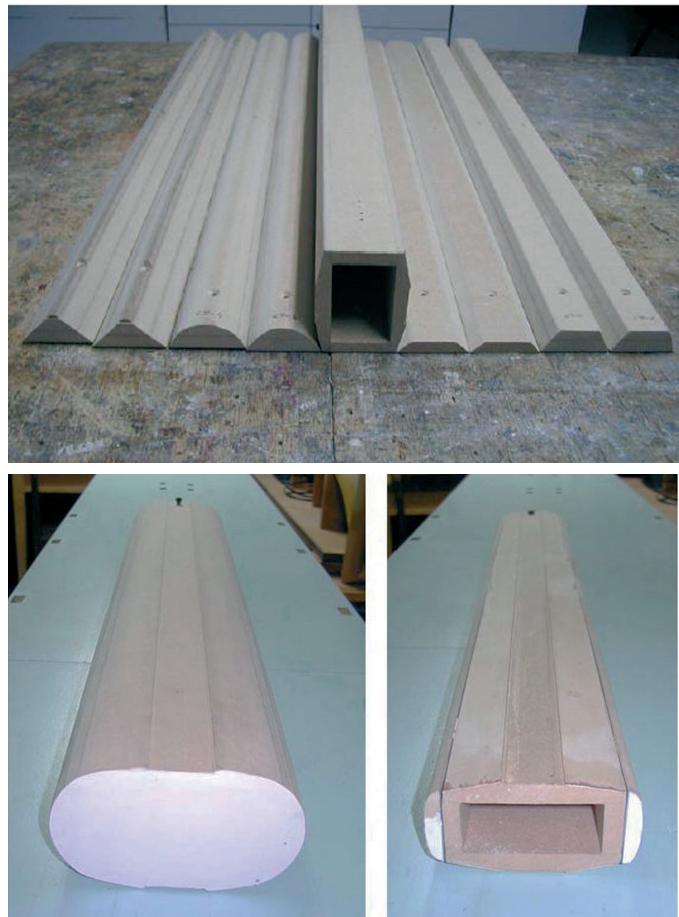
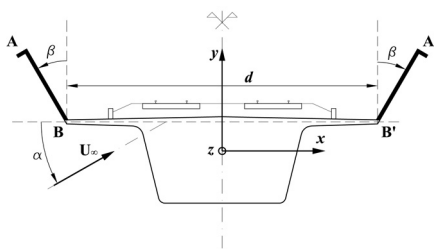
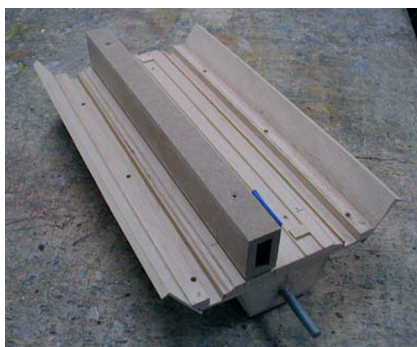


Figura 17. Análisis de carenados para arco

Para analizar la influencia de la altura y la configuración de las barreras en la eficacia de la protección sobre el convoy, se ha contado con un estudio, también realizado en el Laboratorio de Aerodinámica IDR/UPM. Dicho estudio analizaba la influencia de una abundante casuística de configuraciones y alturas de barreras. Posteriormente se realizaron ensayos en túnel de viento del tablero, con y sin trenes en cada vía, sin parapetos y también con los parapetos seleccionados, dispuestos estos con diferentes inclinaciones (Figura 18).

Además de los estudios realizados en materia de coeficientes de arrastre, se realizó un análisis de los efectos dinámicos de la acción del viento sobre la estructura, tanto en servicio como durante la construcción, que se



Figuras 18a a 18c. Análisis de viento sobre el tablero, trenes y parapetos

añadía así al estudio dinámico de la acción ferroviaria preceptivo para las estructuras de la línea de alta velocidad. Para la realización de este análisis se contó con la colaboración del Grupo de Mecánica Computacional del Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la ETSICCP de la UP de Madrid.

La presión básica de viento considerada para la estructura, que de acuerdo con las disposiciones de la Propiedad se dedujo de la Instrucción de Acciones en Puentes de Carretera IAP [4], corresponde a una velocidad de cálculo de 63 m/s (227 km/h). Para pilas, arco y tablero, al depender de la configuración de las laderas se ha obtenido una presión diferente en cada punto, creciente con el desnivel existente con el terreno hasta el máximo indicado. Los parámetros utilizados en el cálculo de la acción del viento para cada elemento de la estructura, en base a los ensayos, son los siguientes:

#### Sobre pilas y pilastras

Se ha considerado un coeficiente de arrastre transversal de 0,50 para las pilas principales, P5 y P11, mientras que para el resto de pilas y pilastras se asignó a este parámetro un valor de 0,60. El coeficiente de arrastre longitudinal empleado en todos los casos ha sido de 1,10.

#### Sobre arco

Se ha considerado un coeficiente de arrastre transversal de 1,10. El resultado es una acción constante de 9,55 kN por metro de directriz. Longitudinalmente no se ha aplicado la acción al considerar oculto el arco a estos efectos por pilas y pilastras.

#### Sobre tablero

En los ensayos realizados sin barreras de protección se han obtenido coeficientes de arrastre transversal un 20% inferiores aproximadamente a los deducidos de la Instrucción IAP, es decir, de 1,41 con trenes en el tablero y 1,13 con el tablero vacío. Los cantos expuestos eran de 8,70 m en el primer caso y 4,70 m en el segundo. Los coeficientes deducidos para el tablero con barreras han variado entre 1,40 y 1,50; tanto en el caso de tablero con tren como en el caso de tablero vacío. El canto expuesto para el tablero vacío se ha incrementado hasta 7,08 m.

Es de destacar la utilidad de las nuevas tecnologías de

simulación, en situaciones de gran exposición al viento, para colaborar en el diseño de formas más eficaces en los elementos que conforman grandes estructuras como la que nos ocupa.

Es interesante también mencionar que el mecanismo resistente de la estructura frente al viento transversal, transfiere esfuerzos transversales desde el arco y las pilas centrales, de mayor altura, sobre las pilas extremas, a través del tablero. Resulta por tanto imprescindible un análisis global del viaducto, en el que entren en juego las distintas rigideces de cada uno de los elementos que componen la estructura.

## 6. OTRAS SINGULARIDADES DEL PROYECTO

Además de la cuestión citada de la acción de viento y de las derivadas de las dimensiones del viaducto, el proyecto de la estructura presenta varias singularidades adicionales que merece la pena citar.

Un aspecto que puede llamar la atención, es el trazado del pretensado del tablero en el tramo principal sobre el arco, tramo en el que resulta necesario disponer, en contra de lo habitual, los tendones rectos por la parte inferior del tablero a su paso sobre las pilastras, y que incluso necesita la disposición de un refuerzo localizado por el forjado inferior. El motivo no es otro que el hecho de que el apoyo del tablero en las pilastras situadas en riñones del arco, P6 y P7 y sus simétricas, funciona como un "apoyo elástico", a consecuencia de la deformabilidad del arco frente a esfuerzos no simétricos, con un punto duro en clave. Por tanto, la coacción frente a cargas verticales del tablero en dichas pilastras se asemeja, antes que a un apoyo fijo como en el resto de pilas, al apoyo sobre un resorte de rigidez equivalente a la ofrecida por el arco. De esta manera, al superponer la acción de paseo de la sobrecarga a la típica ley de flectores ocasionada por las cargas permanentes sobre una viga continua, surge la ley de momentos flectores pésimos del tablero, responsable del trazado de pretensado por su parte inferior (Figura 19).

Una consecuencia adicional del comportamiento del vano principal frente a las sobrecargas, es un ligero incremento de la flexión negativa pésima sobre las pilas principales, que puede observarse en la ley de flexiones. Es interesante también destacar lo sensible que es el valor del flector en el tablero en dicha sección a los distintos

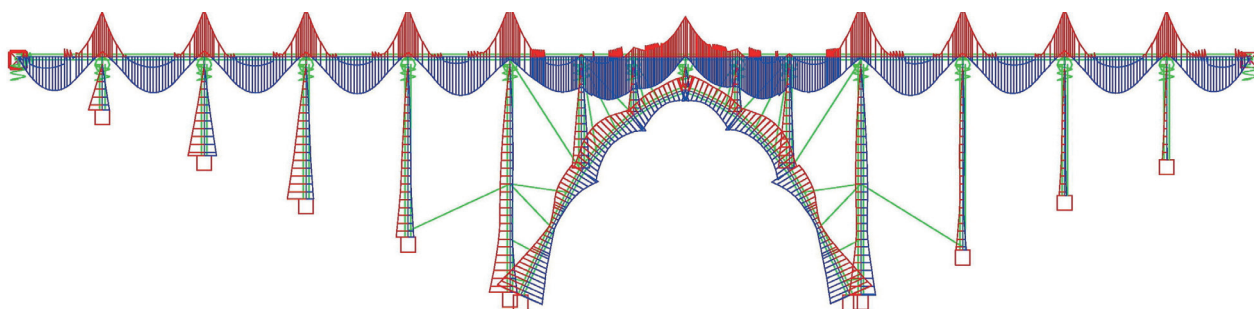


Figura 19. Envolventes de cálculo de momentos flectores en ELU

procesos de construcción estudiados para el arco.

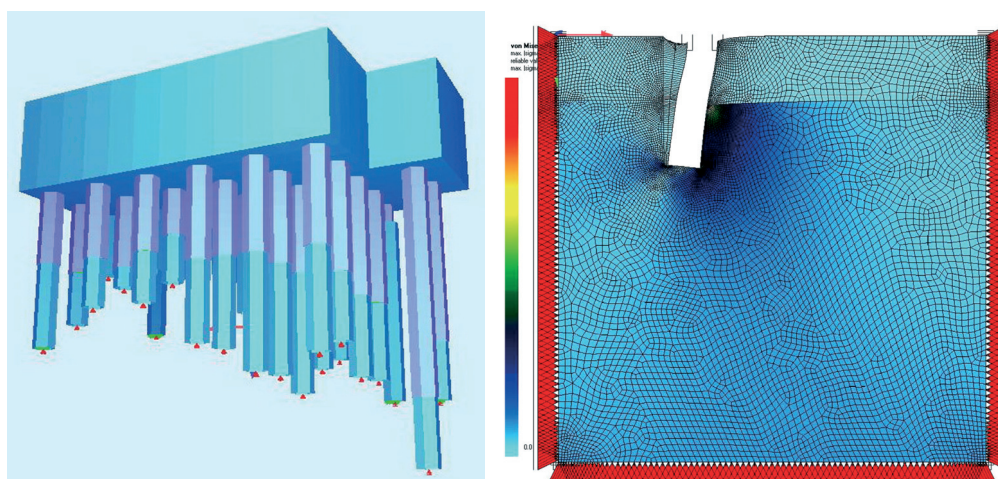
Otra consecuencia de la gran flexibilidad de las subestructura, en este caso la deformabilidad longitudinal de las pilas, es la disposición de apoyos tipo POT fijos en pilas muy alejadas del punto fijo en el estribo 2. Así, se han dispuesto apoyos fijos, que impiden el deslizamiento del tablero sobre el fuste, en las pilas P3, P4, P5, P6, P10, P11, P12, P13 y P14.

Las bases de cálculo establecidas por el ADIF para la redacción del proyecto (IGP-2003), obligan a considerar un intervalo para el coeficiente de rozamiento del teflón de los apoyos entre el 1% y el 5%. La gran altura de la mayoría de las pilas entraña una elevada flexibilidad de las mismas, lo cual produce el arrastre del fuste con fuerzas significativamente más reducidas que las originadas por el coeficiente de rozamiento máximo del 5%. Puesto que el arrastre del fuste por efectos reológicos y térmicos es así inevitable a efectos de cálculo, se han dispuesto en estas pilas apoyos fijos, para aprovechar la ventaja que supone disponer de una coacción en cabeza frente a los esfuerzos de viento longitudinal, cambiando el funcionamiento en ménsula por una configuración de empotramiento inferior y articulación superior, con la consiguiente reducción de esfuerzos en la base.

Finalmente, un aspecto sobrevenido durante la ejecución de las obras, fue la necesidad de modificar la cimentación conjunta de la pila P11 y el arranque derecho del arco, desde la cimentación directa inicialmente

prevista a una cimentación pilotada, necesidad que exigió un minucioso análisis del comportamiento frente a las importantes acciones horizontales que lleva aparejado, inevitablemente, el correcto funcionamiento de un arco, aun tan peraltado como el que nos ocupa.

Durante la excavación de la cimentación se descubrió una configuración muy compleja de la roca, la cual no afloraba en el total de la zapata en la forma ni con el grado de meteorización previstos. La falta de regularidad en el comportamiento, hacía desaconsejable la cimentación directa sobre un material tan poco uniforme. En consecuencia se diseñó una cimentación mediante pilotes de diámetro  $\phi 1,80$  m, de longitud variable, definida bajo el criterio de garantizar su correcto empotramiento tanto frente a esfuerzos verticales como horizontales. No solamente ha debido garantizarse la capacidad de la cimentación frente a la absorción de esfuerzos, sino también asegurar la inexistencia de deformaciones, especialmente de deformaciones variables que pudieran dar lugar a giros de eje vertical del encepado. Se realizó para ello un análisis de la cimentación, con un modelo de elementos finitos, que permitiese evaluar la interacción entre encepado, pilotes y las distintas capas de terreno atravesado por cada uno de ellos, de forma que se pudiese estimar el mecanismo de reparto del total de esfuerzos transmitidos por la cimentación. Debido a la evidente interacción de todas las variables actuantes, en un sistema tan sumamente hiperestático, se realizó un estudio de sensibilidad paramétrica de la cimentación, para evaluar la influencia de la longitud de los pilotes en la roca sobre la deformabilidad del conjunto y sobre el reparto de cargas horizon-



Figuras 20a y 20b. Análisis con Elementos Finitos de la cimentación pilotada de la pila P-11



Figura 21. Estructura de transferencia en anclaje pasivo de tirante

tales. De esta forma se optimizó el diseño y se verificó su correcto comportamiento (Figura 20).

## 7. ATIRANTAMIENTO DEL ARCO EN CONSTRUCCIÓN

### 7.1. Tirantes

El proceso de ejecución del gran arco central, contempla la construcción de ambos semiarcos en voladizo, mediante carros de avance, hormigonando dovelas "in situ" desde ambos arranques hasta la confluencia en la clave, con la ayuda de un atirantamiento provisional soporte de las ménsulas en ejecución. El control del proceso ha de garantizar, en primer término, la seguridad de la estructura en cada momento y, en segundo, que la geometría finalmente conseguida sea satisfactoriamente próxima a la teórica, de modo que el funcionamiento del arco corresponda fielmente al establecido en el modelo de cálculo. Para garantizar que el proceso se desarrollase en las condiciones debidas, se redactó el correspondiente "Manual de Ejecución", con objeto tanto de detallar el proceso de construcción, como el de establecer mecanismos suficientes de control y seguimiento.

Cada tirante está compuesto por dos tendones idénticos, formado cada uno de ellos por un número variable de cordones autoprotectidos, de acero superestabilizado de Y-1860-S7; de 15,7 mm de diámetro nominal, 150 mm<sup>2</sup> de sección y 279 kN de carga de rotura mínima garantizada. La protección, salvo para los tirantes de vida prevista inferior a 45 días, quedó encomendada a vainas individuales de polietileno extrusionadas y rellenas de grasa o cera. La mayor parte de los tirantes están constituidos por tendones formados por entre 11 y 19 cordones. Las retenidas de las pilas están compuestas por tendones de 22 cordones. Los tirantes principa-

les que sustentan la base de las pilastras –T5D y T8D– están formados por 58 y 60 cordones respectivamente. Los tendones más próximos a la clave, están formados por 26 cordones por tendón.

El anclaje activo de cada tirante es el situado en el tablero o en la pila y el anclaje pasivo es el situado en el arco. Este último se ha resuelto para cada tendón con cuatro barras de acero activo, dispuestas en hilera, que anclan en la base de cada una de las almas del cajón que constituye el arco. Las barras son roscadas, tipo VSL Y-1050. El anclaje se realiza mediante placas con tuercas. Las barras van envainadas, para evitar que anclen por adherencia de forma incontrolada, y se roscan una vez ejecutada la dovela. Las vainas se rellenan de grasa hidrosoluble de protección. Entre las barras y los tendones se disponen estructuras metálicas de transferencia, cerca del forjado superior de la dovela correspondiente del arco, arriestradas entre sí (Figura 21). Como excepción, los tendones que componen los tirantes principales de cada semiarco, identificados como T5D y T8D, anclan mediante ocho barras activas en lugar de cuatro, dispuestas en hileras dobles. Estas barras, no anclan además en las almas del arco, sino en las traviesas macizas previstas bajo las pilastras.

Otra excepción la constituyen los tirantes identificados como T1, que se anclan en los tramos de arranque cimbrados. A causa de su escasa longitud, están compuestos por barras activas en su totalidad. Por último, cabe indicar que los cables de retenida tienen su extremo activo en la cimentación de las pilas P4 y P12 y su extremo pasivo en las pilas principales. Los anclajes en las zapatas de cada uno de los tendones que componen estos tirantes, se realizan mediante ocho barras, dispuestas en una doble hilera transversal de cuatro barras. Entre el anclaje y los tendones se disponen estructuras de transferencia de acero, con



Figura 22. Estructura de transferencia en anclaje de retenida

dos barras M-110 por anclaje, en las cuales se realizan los cambios de tensión del tirante (Figura 22).

Es importante hacer notar que todos los tirantes provisionales, así como los tendones de cosido y los anclajes al terreno, se han dimensionado para que trabajen en todo momento por debajo del 50% de su capacidad de carga máxima.

Los ajustes de tensión se realizan desde los extremos activos. La primera fase de la puesta en carga de los cables, hasta 20 KN aproximadamente por cordón, se lleva a cabo mediante gatos unifilares convencionales, con enclavamiento de cuñas, manteniendo igualdad de cargas en cada tendón. El resto del tesado inicial, así como los diversos ajustes de carga posteriores, se llevan a cabo mediante gatos huecos o mediante gatos convencionales de pesaje multicordón con silla de regulación, de forma que el tiro se realice sobre los cordones, pero la regulación se efectúe sobre tuercas o casquillos roscados dispuestos al efecto en los anclajes activos. Las operaciones de destesado final, previas a la retirada de los tendones, se realizan también con este último sistema, al menos hasta que los cordones han perdido la mayor parte de la tensión y ha comenzado a ser visible la catenaria (Figura 23).

Los tesados y destesados de los dos tendones que componen cada tirante, se han realizado siempre simultánea y simétricamente respecto al eje del arco, mediante gatos hidráulicos idénticos conectados a la misma central de presión. Esto garantiza la identidad de las cargas entre ambos elementos.

## 7.2. Control durante la ejecución

Para controlar la construcción de una estructura evolutiva y compleja como la presente, ha sido preciso esta-

blecer sistemas de control eficaces, que permitiesen verificar en cada instante, de forma fiable, el grado de cumplimiento de las previsiones efectuadas respecto al comportamiento de la estructura, y para tomar en caso necesario las medidas pertinentes.

Se ha contado, durante la construcción del arco, con tres mecanismos de control. El primero, la instrumentación mediante sensores de todas aquellas cuestiones cuyo conocimiento en tiempo real ha sido considerado útil para los fines indicados. El segundo, un seguimiento topográfico de precisión de los puntos clave de los semiarcos y de las pilas, para comprobar las desviaciones en cada instante respecto a su geometría teórica. El tercero el control de los alargamientos de tesado de los tirantes.



Figura 23. Gatos de tesado de tirantes con puente

### 7.2.1. Instrumentación de la estructura

Se ha contado con un Sistema de Adquisición de Datos (S.A.D.) inicialmente dimensionado para 120 canales diferentes, y después ampliado a 180, para un número igual de sensores de diversos tipos. Algunos de estos sensores serán útiles también para la gestión de la estructura en servicio. Para el control de la ejecución destacan los siguientes:

#### Células de carga en tirantes y bandas extensométricas

La finalidad de estos sensores ha sido conocer en cada instante la carga real en cada uno de los tirantes. Se contrasta en cada fase de tesado con las lecturas de los gatos. Se han instalado siempre en los anclajes pasivos de los tirantes (Figura 24).



Figura 24. Célula de carga en anclaje pasivo de un tirante

#### Extensómetros de barra embebidos en hormigón

Se han instrumentado varias secciones especialmente representativas del estado de esfuerzos de la estructura, colocando en cada una de ellas seis extensómetros. Éstos permiten integrar el plano de deformaciones de la sección y, a partir del mismo, conocer aproximadamente los esfuerzos globales axiales y flectores sobre la misma. Han sido objeto de este seguimiento las dos secciones de arranque de arco y las bases de las pilas principales P5 y P11, y lo serán asimismo la de clave, así como las bases de todas las pilastras sobre el arco (Figura 25).

#### Clinómetros

Estos elementos son complementarios del control geométrico directo de la estructura. Permiten conocer las pendientes longitudinales en base y coronación de cada una de las pilastras, para comprobar la verticalidad de las mismas durante su ejecución. También se han instalado clinómetros para vigilar el comportamiento de la estructura durante la obra frente a acciones transversales, especialmente las relativas a la acción del viento. Así, en cabeza de las pilas principales y en cinco puntos del arco, se dispusieron clinómetros para conocer posibles desviaciones geométricas fuera del plano de la estructura.

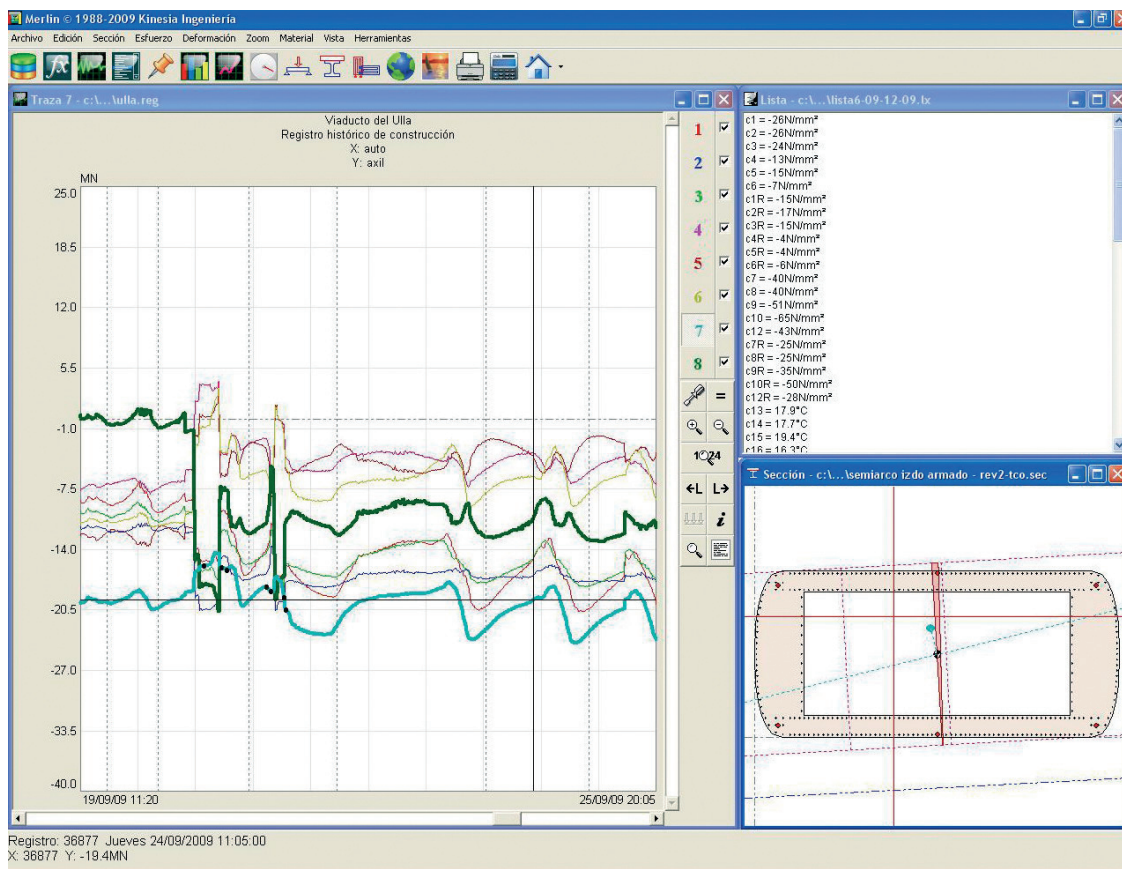


Figura 25. Registro de estados de flexocompresión de secciones instrumentadas

### Topes instrumentados en estribos

Ya se ha mencionado que el propio tablero constituye, durante la construcción de los semiarcos, el tirante principal de los mismos, transmitiendo a los estribos esta tracción. Para conocer en cada momento su valor, se han instalado dos topes instrumentados entre cada estribo y el tablero, con apoyos tipo POT, de 11.800 KN de capacidad cada uno de los del estribo E1 y de 18.600 KN los del estribo E2. La lectura en cada instante de las presiones ejercidas por el tablero contra los estribos, como diferencia de un tesado de cosido inicial y conocido y la tracción generada por el atirantamiento, constituye una de las principales fuentes de verificación del proceso (Figura 26).

### Anemómetros y sondas térmicas

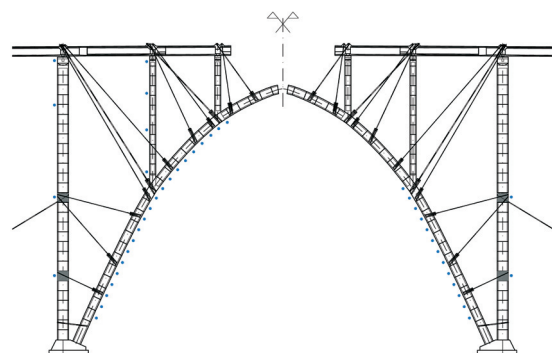
Constituyen las sondas térmicas elementos auxiliares importantes a las medidas de deformaciones en el hormigón, para eliminar sumandos térmicos de los esfuerzos. El anemómetro es útil para confirmar situaciones especiales de viento manifestadas en lecturas de clinómetros transversales, así como para ajustar la toma de decisiones operativas respecto a precauciones a adoptar en operaciones de hormigonado, de avance de carros, de actuaciones con los tirantes, etc.

### 7.2.2. Seguimiento topográfico

El control topográfico de precisión, robotizado, con lectura prácticamente continua, ha constituido una ayuda



Figura 26. Apoyo POT instrumentado en estribo E1



Figuras 27a y 27b. Registros del sistema robotizado de seguimiento topográfico

fundamental para el control de la estructura, pues permite la comparación de las deformaciones obtenidas en cada instante con las teóricas deducidas del modelo de cálculo. Se ha contado con una precisión mínima de  $\pm 10$  mm en X o en Z. En los puntos seleccionados para su seguimiento topográfico, se han dispuesto prismas ópticos. Todas las dovelas de los semiarcos, así como varias secciones de las pilas principales y de las pilastras, han sido objeto de este control. El sistema ha sido puesto a punto por la empresa ZyP, Ingeniería Geomática SL (Figura 27).

### 7.2.3. Alargamientos de los tirantes

El control de los alargamientos producidos en las operaciones de tesado de los tirantes, y su comparación con los alargamientos teóricos deducidos en el cálculo, ha sido complementario al de las deformaciones de la estructura. Como es sabido, al tratarse de tirantes, los alargamientos son la suma de dos valores. Por un lado el propio de la elongación producida por la aplicación de una tensión a un cable o barra, y por otro el producido por las deformaciones de los elementos de la estructura entre los que se establece la tracción del cable. El segundo sumando es precisamente el que gobierna las deformaciones de la estructura en cada fase de ajuste de tensión en los tirantes.

### 7.3. Fases de ejecución de una dovela del arco

Las operaciones principales del ciclo para la ejecución de las dovelas del arco son:

#### 1. Avance del carro

Se realiza una vez que el hormigón de la última dovela ejecutada haya alcanzado la resistencia característica estimada.

#### 2. Montaje de nuevos tirantes

Una vez avanzado el carro tras la ejecución de las dovelas D3, D6, D10, D12, D13, D15, D18, D20, D21, D22 y D24, se procede al montaje y tesado inicial de un nuevo tirante anclado en la dovela recién ejecutada.

### 3. Colocación del carro en posición de hormigonado

El carro se colocará tras el avance en posición de hormigonado de la siguiente dovela, adoptando, tanto en el frente de la dovela como en el centro de la misma, los quiebros teóricos establecidos para la geometría del arco.

### 4. Asignación de contraflechas al carro

Antes de procederse al hormigonado de la nueva dovela, se corregirán las cotas del frente de los encofrados. Las contraflechas a disponer corresponden a la suma de dos correcciones: las deformaciones elásticas previstas para el hormigonado de la dovela y la corrección de los errores de geometría detectados en fases anteriores.

### 5. Hormigonado de una nueva dovela

Una vez introducidas las contraflechas asignadas se procederá al hormigonado de la dovela.

### 6. Hormigonado de pilastras

Durante la ejecución de las diversas fases de las traviesas del arco bajo pilastras y durante la construcción del fuste de las mismas, se realizan ajustes de tensiones en los tirantes, para garantizar que se mantienen, con nivel suficiente, tanto la inmovilidad del nudo de unión arco-pilastra, como la alineación vertical de la pila.

## 7.4. Puntos de parada y señales de alerta

En el Manual de Ejecución de la estructura se han establecido diversas señales de alerta, en función de las mediciones en cada instante de los sensores de la instrumentación, de forma que diferencias significativas entre las previsiones efectuadas y las lecturas obtenidas fueran analizadas con la agencia adecuada al caso.

## 8. CONCLUSIONES

El diseño del viaducto sobre el río Ulla, aun tratándose de una estructura singular por sus condicionantes y dimensiones, ha permitido aplicar sistemas constructivos con altos rendimientos, tanto en pilas como en tablero y arco, consiguiéndose de esta manera un ajuste satisfactorio de los plazos de ejecución. Esto ha sido posible gracias al trabajo conjunto del proyectista y el constructor.

Las cimentaciones del viaducto comenzaron a ejecutarse en julio de 2008. La construcción del tablero se inició en febrero de 2009 y la del arco en marzo del mismo año. En el momento de redactarse este artículo, diciembre de 2009, la situación de ejecución es la indicada en las fotografías que se acompañan, desarrollándose de forma rápida y eficiente sin incidentes dignos de mención. La finalización de la estructura está previsto que tenga lugar en marzo del año 2011.

## REFERENCIAS

- [1] MINISTERIO DE FOMENTO *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2008. 134 p.
- [2] SIEGRIST RIDRUEJO G. "Arco de Almonte. Ruta de La Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres". *Hormigón y Acero*. 2006, n° 240, p. 5-29.
- [3] PÉREZ-FADÓN S., HERRERO BENÉITEZ J.E., SÁNCHEZ J.J., SÁNCHEZ M. "El Arco de Los Tilos en la Isla de La Palma (Canarias)". *Hormigón y Acero*. 2005, n° 236, p. 5-34.
- [4] MINISTERIO DE FOMENTO *Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera. IAP*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 1998. 79 p.



### CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA OBRA

Longitud tablero.....	631,50 m
Anchura tablero.....	14 m
Canto tablero.....	3,89 m
Luz arco.....	168 m
Flecha arco.....	104,31 m
Luz típica tramos de acceso.....	52 m
Altura máxima pilas (P11).....	116,88 m
Longitud pilotes (1,80 m diámetro).....	1.191,30 m
Hormigón en cimientos, estribos y pilas.....	16.363 m <sup>3</sup>
Hormigón en arco.....	3.153 m <sup>3</sup>
Hormigón en tablero.....	6.540 m <sup>3</sup>
Acero de armar.....	3.934.798 kg
Acero de pretensar en cordones.....	220.164 kg
Acero de pretensar en barras.....	4.293 kg
Acero en tirantes en cordones.....	58.286 kg
Acero en tirantes en barras.....	22.632 kg
Anclajes al terreno (1176 kN).....	24 ud.

### RELACIÓN DE PARTICIPANTES

- **NOMBRE DE LA OBRA:** Proyecto Constructivo de Plataforma. Corredor Norte Noroeste de Alta Velocidad. Tramo Lalín - Santiago Subtramos Silleda (Dornelas) - Vedra y Vedra - Boqueixón
- **PROPIEDAD:** Ministerio de Fomento. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)
- **DIRECCIÓN DE OBRA:** D. Juan Pablo Villanueva Beltramini (ICCP - Madrid). ADIF
- **AUTORES DEL PROYECTO Y ASISTENCIA TÉCNICA A LA EJECUCIÓN DE LA OBRA** Torroja Ingeniería SL  
D. José María de Villar Luengo (ICCP - Madrid)  
D. José Andrés del Valle Pérez (ICCP - Madrid)  
D. Ángel Carriazo Lara (ICCP - Madrid)
- **EMPRESA CONSTRUCTORA:** UTE AVE Ulla (Dragados SA - Tecsa Empresa Constructora SA)
- **JEFATURA DE OBRA:** D. Pedro J. Chico López (ICCP - Granada). Gerente  
D. Rafael Molina Trilla (ICCP - Madrid). Gerente hasta abril 2009  
D. Carlos Rodríguez Fernández (ICCP - La Coruña). Jefe de Obra  
D. César Aja Chao (ICCP - Santander). Jefe de Producción
- **ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN DE OBRA:** UTE Idom - Geocontrol con la colaboración de Arenas y Asociados SL  
D. José María Olaguíbel Álvarez-Valdés (ICCP - Madrid). Asesor  
Dña. Berta Ónega Castellano (ICCP - Alfonso X). Jefa de la AT
- **EMPRESA SUBCONTRATISTA DE ESTRUCTURAS:** Puentes y Estructuras
- **TIRANTES, PRETENSADO Y APOYOS :** VSL CTT-Stronghold
- **INSTRUMENTACIÓN:** Kinesia Ingeniería  
D. Vicente Puchol de Celis (ICCP - Madrid)