

VIADUCTOS DEL SUBTRAMO SILLEDA- VEDRA- BOQUEIXÓN EN EL CORREDOR NORTE-NOROESTE DE ALTA VELOCIDAD, TRAMO ORENSE- SANTIAGO.- VIADUCTO SOBRE EL RÍO ULLA

José María DE VILLAR LUENGO

Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SL
Director Técnico
jmvillar@torroja.es

Ángel CARRIAZO LARA

Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SL
Especialista en Estructuras
acarriazo@torroja.es

José Andrés DEL VALLE PÉREZ

Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SL
Jefe de Proyectos
javalle@torroja.es

Ramón María MERINO MARTÍNEZ

Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Torroja Ingeniería SL
Especialista en Estructuras
rmerino@torroja.es

RESUMEN

El tramo Silleda-Vedra-Boqueixón incluye tres viaductos, de sur a norte, sobre los ríos Ulla (630m), Castro (244m) y Saramo (1485m). El viaducto del Ulla es el menos convencional. Salva el LIC "Sistema fluvial Ulla-Deza" con desnivel de 125m. De planta recta, incluye un vano principal y dos tramos de acceso. Entre varias alternativas en voladizos sucesivos y en arco inferior de diversos tipos, se resolvió el vano principal sobre un arco peraltado de 168m de luz y 105m de flecha. El tablero es una viga cajón continua de hormigón postesado y canto constante construida con cimbra autolanzable. El arco, de sección cajón, se ejecutó en voladizo mediante carros de avance. El punto fijo del tablero está en el estribo de la margen derecha. El proyecto permite la instalación en el tablero de pantallas protectoras frente al viento. Se diseñaron para pilas y arco secciones con laterales curvos, cuya eficacia se ha comprobado con ensayos en túnel.

PALABRAS CLAVE: ferrocarril, alta velocidad, arco, peraltado, tirantes, dovelas, cimbra, autolanzable, pretensado, aerodinámico

1. Introducción

El tramo Silleda-Vedra-Boqueixón, pertenece al Corredor ferroviario de alta velocidad Norte-Noroeste, actualmente en ejecución. 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. Incluye tres viaductos, de sur a norte, sobre los ríos Ulla (630 m), Castro (244 m) y Saramo (1485 m). Han sido proyectados por Torroja Ingeniería, el último de ellos en colaboración con Pondio, tras un Concurso de Proyecto y Obra ganado con la UTE Dragados-Tecsa.

El viaducto de Saramo es uno de los más largos del corredor. Es una viga de 26 vanos de canto variable entre 5,0 y 3,3m de hormigón pretensado, 24 de ellos de 58 metros de luz y los dos extremos de 46,40. Su punto fijo está situado sobre la pila 20, resuelta como una célula triangular empotrada en el tablero. Su construcción terminó en el año 2008.



Figura 1. Viaducto sobre el río Saramo.

El viaducto de Castro presenta seis vanos, de 46 m los intermedios y de 30m los extremos. Tablero cajón de hormigón postesado de canto constante 3,04 m. Su punto fijo está en el estribo sur. Se completó en 2010.



Figura 2. Viaducto de Castro.

El viaducto del Ulla es sin duda el menos convencional de los tres y por eso nos centraremos en esta estructura que se describe a continuación con detalle. Su construcción se ha realizado entre julio de 2008 y marzo de 2011.



Figura 3. Viaducto sobre el río Ulla.

2. Emplazamiento

Está situado en la localidad de Ponte Ulla, concejo de Silleda, en el límite de provincia de La Coruña y Pontevedra, a unos 16 kilómetros de la estación de Santiago de Compostela. Permite salvar el valle del río Ulla, en un entorno de alto nivel de protección medioambiental. La Declaración de Impacto Ambiental imponía la condición de evitar cualquier afección, incluso provisional sobre el L.I.C. "Sistema Fluvial Ulla-Deza". En el tramo de implantación supone una franja de 150 m de anchura.

El paraje donde se emplaza la estructura, se encuentra inmediatamente aguas abajo del magnífico viaducto de Gundián, finalizado en 1958, para la actual línea ferroviaria convencional. Cruza el valle entre dos abruptos afloramientos de roca. Entre ellos se encaja su vano principal, resuelto con un arco peraltado. Su presencia constituye un condicionante paisajístico de primer orden.



Figura 4. Viaducto de Gundián sobre el río Ulla.

Es importante destacar que el valle, por su orientación, se encuentra batido por vientos fuertes. Por otra parte, las restrictivas condiciones que impone el trazado de la Alta Velocidad, suponen en este viaducto un desnivel muy importante de la traza sobre el fondo del valle, de aproximadamente 125 m. Esto le convierte el viaducto ferroviario español de mayor altura y supone un grado de exposición elevado a la acción del viento, que sufrirán los convoyes con cierta brusquedad, al situarse la estructura entre dos túneles.

Para cruzar el valle, se precisa una longitud total de viaducto de 630 m entre estribos. Su trazado es recto en planta y su perfil longitudinal está afectado por un acuerdo vertical.

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.
- Configuración del valle que obliga a contar con una fuerte incidencia de vientos transversales a la estructura.

- Luz mínima del vano sobre el río de 160m.

3. Estudio de soluciones

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", por 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 4,0 m en centro de vano y una solución con 5 vanos con luz central de 171,00 m y canto de tablero variable entre 9,00 y 4,30 m. La altura máxima de pila en ambos casos era de 120 m.

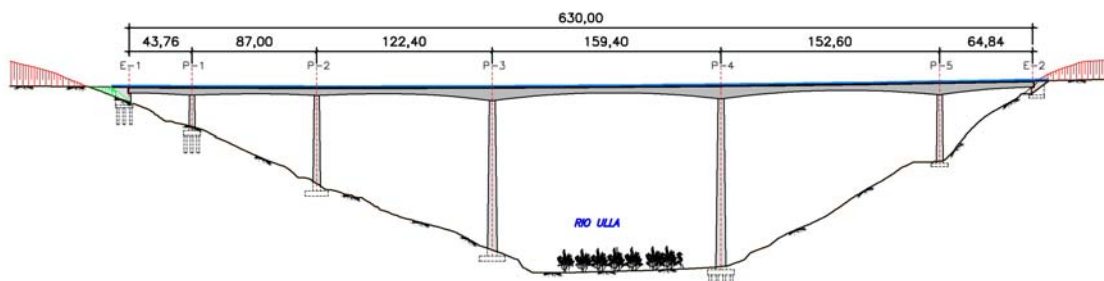


Figura 5. Alternativa de voladizos sucesivos con 159,4 m de luz central

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

Las soluciones tipo arco resultaban interesantes, en primer lugar, por la destacada presencia en el ámbito 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 y triarticulado, de 170,0 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 180,00 m dividido en cuatro tramos iguales. Sección del arco en π mixta, con canto linealmente variable entre el máximo, bajo las pilastras, y los mínimos en arranques y empotramientos en tablero. Tirantes metálicos de acero estructural entre arco y tablero. Tablero lanzado o autocimbrado. Arco abatido.
- Arco peraltado de 168,0 m de luz entre arranques y 105 m de flecha. Levemente apuntado en clave. El vano principal, de 179,00 m, se divide en seis tramos, con 5 pilastras 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 pilastras, aunque apenas perceptibles. La sección del arco es constante 3,50 x 7,70 m. Esta fué la solución finalmente desarrollada.
- Arco rebajado de 280,0 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 pilastras. El

arco tiene canto variable entre 5,0 m en clave y 8,0 m en arranques. La solución es adecuada a la más elevada capacidad portante de las laderas frente a cargas inclinadas.

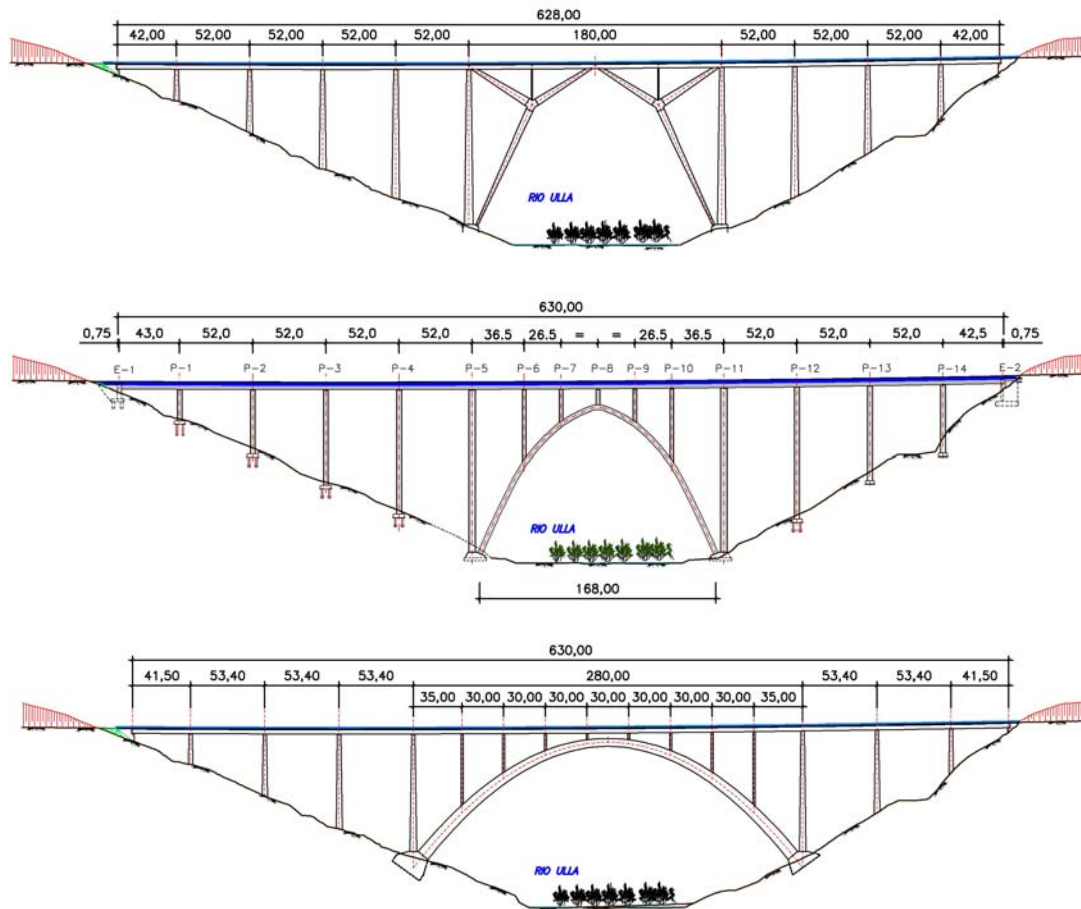


Figura 6. Alternativas con arco inferior en vano principal

4. Consideración del viento

La configuración del valle, la frecuencia de fuertes vientos, con episodios a menudo superiores a 100 km/hora y la exposición de la estructura, aconsejó habilitar el viaducto para el establecimiento de pantallas protectoras frente al viento en ambos laterales del tablero.

La influencia 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, 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 duplicarse prácticamente el canto expuesto del tablero vacío, se convierte éste claramente en el caso de carga principal, especialmente para pilas, pilastras y arco, pero también para el tablero a torsión y a flexión transversal.

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, realizado en el Laboratorio de Aerodinámica Ignacio Da Riva de la Universidad Politécnica de Madrid (ETSIA). Dicho estudio analizaba la influencia de una abundante casuística de configuraciones y alturas de barreras. Posteriormente se realizaron en el marco del proyecto 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.

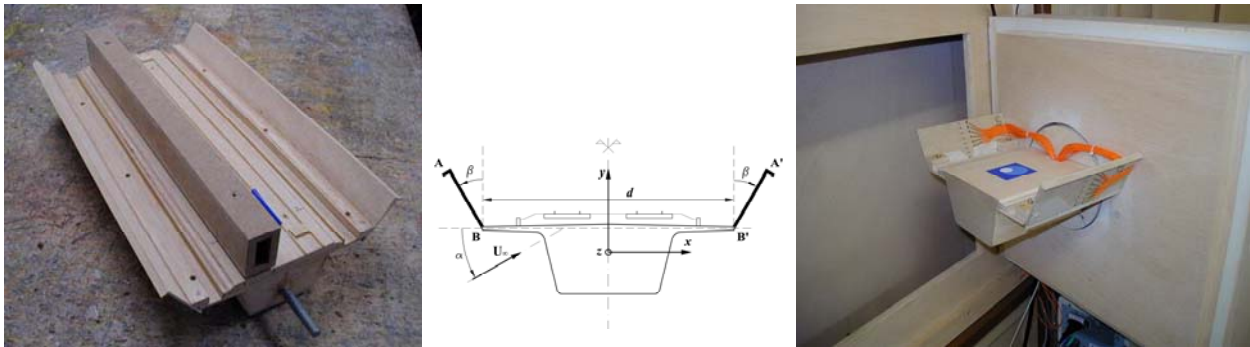


Figura 7. Ensayos de barreras de protección contra el viento

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. Su eficacia se ha comprobado mediante ensayos en túnel de viento realizados también en el Laboratorio de Aerodinámica IDR/UPM. 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.



Figura 8. Carenados ensayados para pilas y arco

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[1], corresponde a una velocidad de cálculo de 63 m/s (227 km/h). 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.

5. 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 flecha.

5.1. Arco

El arco central es de sección cajón constante, de 7,70 m de anchura y 3,50 m de canto, macizado bajo las pilastras. 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.

El espesor de los forjados del cajón es constante, mientras que los hastiales son de espesor ligeramente variable, al adaptarse su intradós a una suave curva de su contorno exterior que responde a razones comentadas de mejora del comportamiento frente a viento.

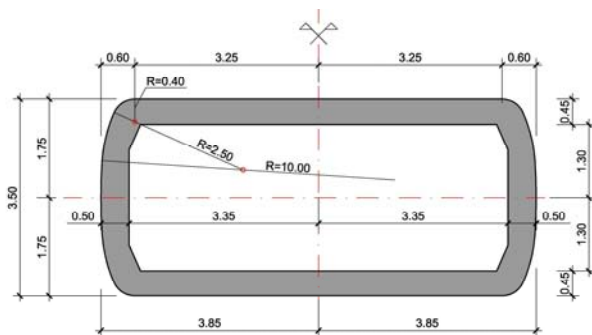


Figura 9. Sección tipo del arco y alzado



Cada semiarco se compone de un pequeño tramo inicial cimbrado y 26 dovelas construidas “in situ” con carro de avance de 5m de longitud. Entre los semiarcos se construye la dovela de cierre. Su vértice superior está situado a unos 11 m de la cara inferior del tablero.

5.2. Tablero

El tablero es una viga continua convencional, de hormigón postesado, de 630 m de longitud. El tramo principal, de 179 m de longitud, consta de seis vanos. El tramo de acceso de la margen izquierda es de 251 m, distribuido en cinco vanos. El de la margen derecha es de 198,50 m con 4 vanos.

Canto constante de 3,89 m en eje. La sección es en cajón unicelular con almas inclinadas y voladizos. La anchura total de la sección es de 14 m. Almas de 0,50 m. La tabla inferior, acartelada, de 0,25 m y forjado superior, en bombeo y también acartelado, de 0,35 m.

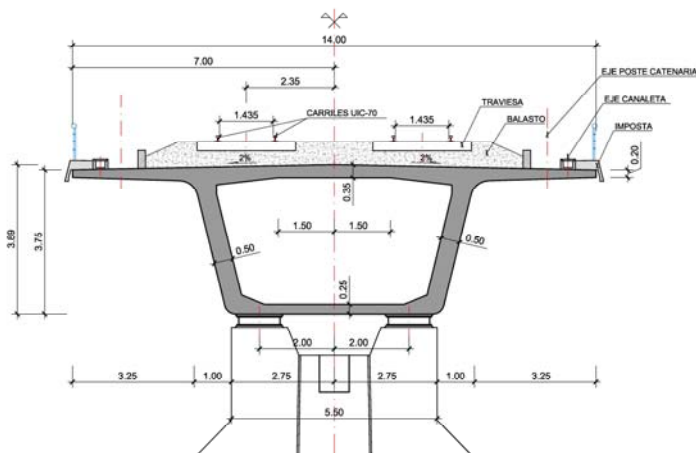


Figura 10. Sección tipo del tablero.

El pretensado longitudinal del tablero, está formado por tendones de 37 cordones de 140 mm² de área. 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.

Un aspecto que puede llamar la atención, es el trazado del pretensado en el tramo principal sobre el arco, pues en contra de lo habitual, los tendones discurren rectos por la parte inferior del tablero a su paso sobre las pilastras, e incluso necesita la disposición de un refuerzo localizado por el forjado inferior. El motivo es el hecho de que el apoyo del tablero en las pilastras situadas en riñones del arco, funciona como un “apoyo elástico”, a consecuencia de la deformabilidad del arco frente a esfuerzos no simétricos, con un punto duro en clave. 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.

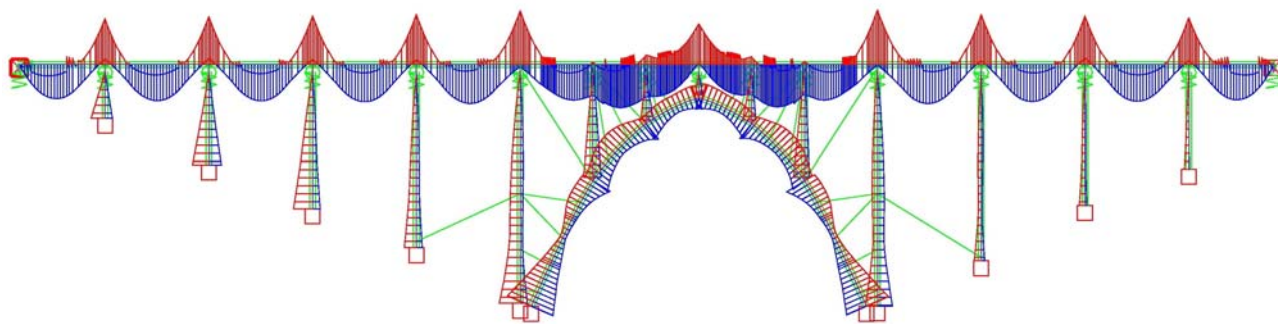


Figura 11. Envolventes de cálculo de momentos flectores en Estado Límite Último

El tablero se ha ejecutado por fases. Es interesante indicar que 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 fase, en los que se han dispuesto costillas 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 [2], está situado en el estribo de la margen derecha (E2). Este elemento soportará los esfuerzos horizontales longitudinales, tanto los transmitidos por las pilas como los efectos del viento y de las sobrecargas de uso. La inmovilidad del tablero se garantiza mediante el cosido de este al estribo con tendones de postesado.

Es fundamental para la conservación de las estructuras prever acceso a los elementos principales. Se han previsto entradas de acceso al tablero para inspección en ambos extremos y pasos desde el tablero a cada una de las pilas para la inspección de los apoyos.

5.3. Pilas

Son de canto constante y de anchura variable con la altura excepto las pilastras sobre el arco. Las pilas de los tramos de acceso son de 3,5 m de canto. Las grandes pilas P5 y P11, que enmarcan el arco, son de 4,5 m de canto. Las pilastras tienen 2,50 m. Las coronaciones de pilas y pilastras son macizas.

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

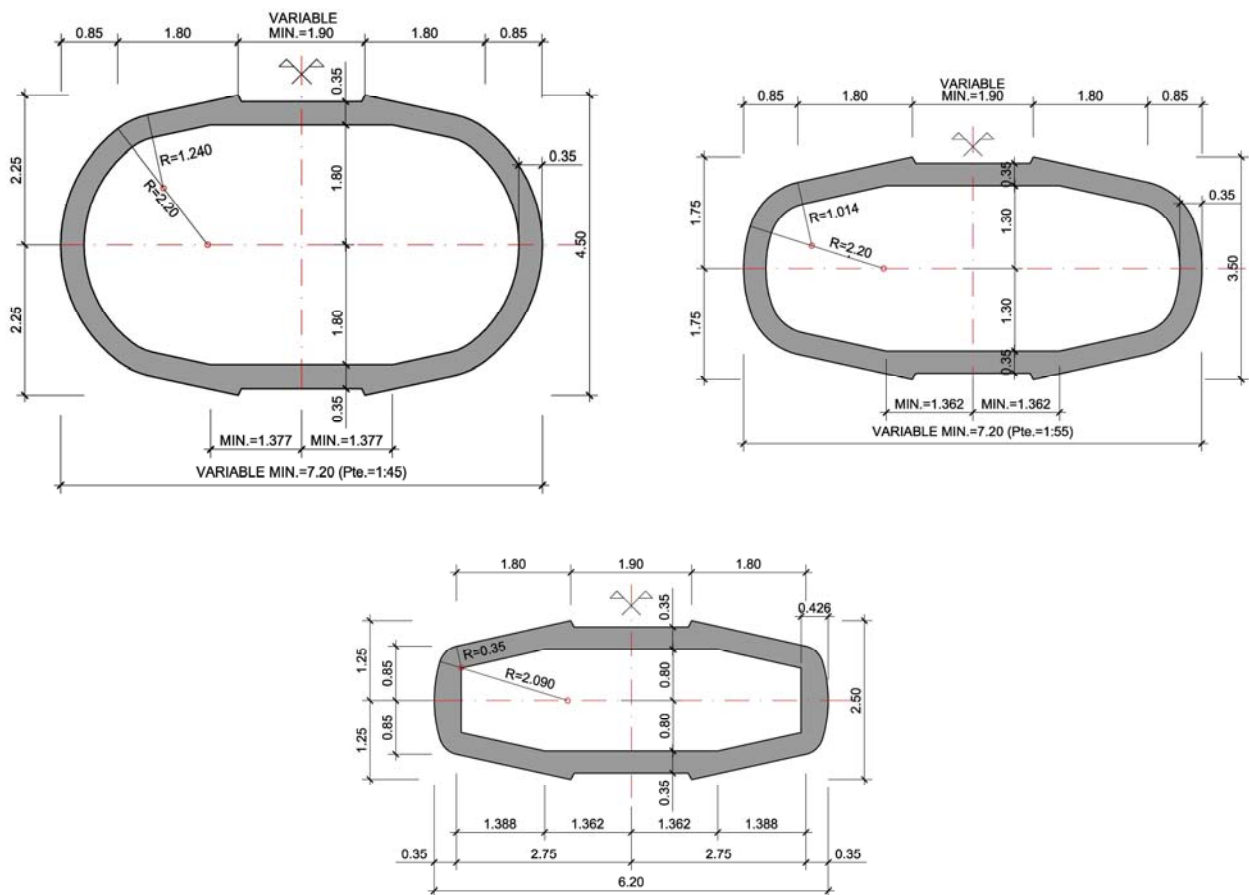


Figura 12. Secciones tipo de los fustes de las pilas.

Sobre cada una se disponen dos aparatos de apoyo tipo POT. Excepto en las pilas P1 y P2 y en las pilastras P7 a P9, en que los aparatos de apoyo son deslizantes, el resto son fijos, pues la rigidez de las pilas lo hace aconsejable frente a la acción del viento longitudinal incluso en pilas bastante alejadas del punto fijo. Es consecuencia de la flexibilidad longitudinal de las pilas por su elevada altura.

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 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.

La cimentación del arco es común con la de las pilas adyacentes P5 y P11. Todas las pilas, excepto las P5, P13 y P14, están cimentadas sobre pilotes $\phi 1,800$ empotrados en la roca. La pila P11 y el semiarco derecho se cimentan sobre un gran encepado sobre 32 pilotes. Las restantes se resuelven con 8 pilotes, excepto la P1 con 6.

La pila P5 y el semiarco izquierdo se cimentan sobre una gran zapata construida sobre un macizo de hormigón ciclópeo de 4 m de espesor.

La cimentación conjunta de la pila P11 y el arranque derecho del arco estaba inicialmente prevista como directa, pero durante su excavación 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 $\varnothing 1,80$ m. tras 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. 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 horizontales. De esta forma se optimizó el diseño y se verificó su correcto comportamiento.

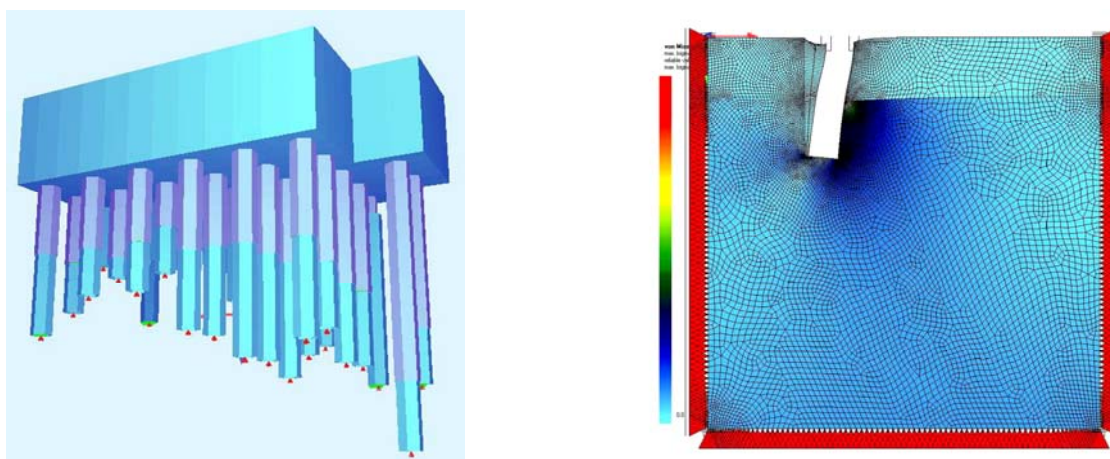


Figura 13. Análisis con Elementos Finitos de la cimentación pilotada de la pila P-11.

5.4. Estribos

El estribo 1 es cerrado, no solo por su frente y laterales, sino también por su zona trasera y su coronación. Está cimentado sobre 6 pilotes $\varphi 1,800$. La razón de estar diseñado como una caja completamente cerrada es que requiere anclajes provisionales, tanto al terreno como al tablero, para poder servir de retenida de aquel durante la construcción del tramo principal. Se han dispuesto 24 anclajes al terreno anclados sobre la losa trasera, ejecutada contra el talud excavado del terreno. Entre la losa trasera y la coronación del estribo, se han dispuesto 48 barras activas $\varphi 40$ en cuatro hileras que se anclan en la losa superior del estribo, de 2,0 m de canto, en la que se cruzan con los tendones de cosido al tablero.

El estribo E2 es también cerrado como el E1, pero no incluye una losa trasera al no requerir anclajes al terreno, debido a su gran masa- 17m de altura-. Sí dispone en cambio de una losa superior de 2,0 m de canto para alojar los tendones de cosido al tablero, que en este estribo son permanentes, autoprotectidos, retesables y admiten reposición. Este estribo se apoya directamente sobre el dique de cuarzo.

Se han dispuesto 8 tendones de cosido por estribo. La carga total de cosido a cada estribo es de unos 23.000 kN.

El tablero se apoya sobre cada estribo mediante una pareja de apoyos de neopreno teflón deslizantes. Lateralmente, se encuentra asimismo apoyado sobre los muros laterales mediante aparatos deslizantes. Entre el tablero y cada estribo se han dispuesto apoyos POT frontales e instrumentados, para transmitir las cargas del pretensado de cosido. Lógicamente, los topes del estribo E2 son permanentes (19000 kN cada uno), mientras los del estribo E1 son provisionales (12000 kN).

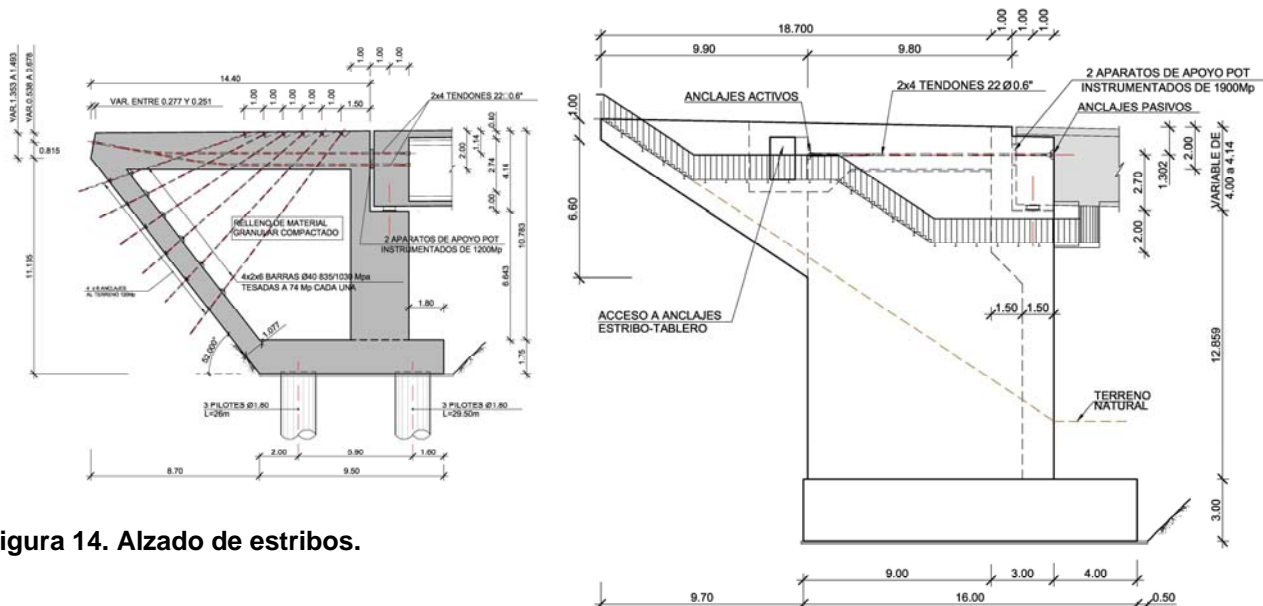


Figura 14. Alzado de estribos.

6. Referencias

- [1] MINISTERIO DE FOMENTO "Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera". Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 1998. 79 p.
- [2] MINISTERIO DE FOMENTO "Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)". Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2008. 134 p.

7. 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:

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 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 (Viaductos sobre los ríos Ulla y Saramo)
- TIRANTES, PRETENSADO Y APOYOS :
 - VSL –CTT -Stronghold
- INSTRUMENTACIÓN:
 - Kinesia Ingeniería (Viaducto sobre el río Ulla)
 - D. Vicente Puchol de Célis (ICCP-Madrid)