

VIADUCTOS MIXTOS DEL ENLACE DE FORNELLS DE LA SELVA EN LA AP-7

Miguel ORTEGA CORNEJO

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Director de Ingeniería

miguel.ortega@ideam.es

Pablo SOLERA PÉREZ

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Jefe de Proyectos

pablo.solera@ideam.es

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS

Ingeniero de Caminos

DRAGADOS S.A.

Dirección Técnica

jjalvarez@dragados.com

Ignacio PULIDO SÁNCHEZ

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Jefe de Proyectos

ignacio.pulido@ideam.es

Jokin UGARTE GONZÁLEZ

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Ingeniero de Proyectos

jokin.ugarte@ideam.es

Guillermo LORENTE PERCHÍN

Ingeniero de Caminos

DRAGADOS S.A.

Dirección Técnica

glorentep@dragados.com

RESUMEN

Los dos viaductos mixtos objeto de este artículo, inaugurados en agosto de 2013, se encuentran en el Enlace de Fornells de la Selva, en la Autopista AP-7, Gerona.

La E-1 es la estructura principal del enlace y cruza bastante esviada sobre la AP-7. Se trata de un puente continuo de 8 vanos de 271,5 m de longitud y luz máxima de 45 m. La estructura E-2 es un puente continuo de 3 vanos de luces 25+45+25 m. En ambos casos, la sección transversal del tablero está formada por un cajón metálico de 1,42 m de canto conectado a una losa de hormigón de 0,28 m de espesor y 12,35 m de ancho, materializando un cajón mixto. En las zonas de pila la sección presenta hormigón de fondo conformando una sección con doble acción mixta para la flexión negativa.

En el artículo se describen las principales características de los dos viaductos, los principales aspectos relativos al diseño frente al sismo, así como el proceso constructivo.

PALABRAS CLAVE: Puente mixto, cajón metálico, doble acción mixta, esviaje, curvatura en planta

1. El enlace de Fornells de la Selva sobre la AP-7

El enlace de Fornells de la Selva se sitúa junto a la localidad que lleva el mismo nombre, al sur de la ciudad de Gerona, y conecta la AP-7 con la autovía A-2. Desde la calzada de la AP-7 con sentido sur sale un ramal de conexión con la A-2 que cruza muy esviado sobre la AP-7, obligando a una estructura de unos 270 m de longitud, con dos vanos centrales de 45 m, que constituye la principal actuación del enlace, la E-1. El ramal de conexión de la A-2 con la calzada sentido norte de la AP-7 cruza en su zona de incorporación sobre dos caminos, obligando a la ejecución de la estructura E-2, de 95 m de longitud y con un vano central de 45 m.

Realizaciones: puentes y pasarelas

La figura 1 muestra una vista aérea del enlace, con la estructura E-1 en la parte izquierda cruzando sobre la AP-7, y la estructura E-2 a la derecha.



Figura 1. Vista aérea de los dos viaductos, la E-1 a la izquierda sobre la AP-7 y la E-2 a la derecha

La luz de ambas estructuras, con vanos máximos de 45 m y, sobre todo, los condicionantes constructivos impuestos por el cruce de la E-1 sobre la AP-7, en servicio durante la ejecución, obligaron a resolver ambas estructuras con tableros mixtos.

2. Descripción de la Estructura E-1

2.1. Tablero

La estructura E-1 es un puente continuo con 12,35 m de ancho y 271,5 m de longitud, y presenta una distribución de luces de 21,5+28,0+35,0+35,0+45,0+45,0+35,0+27,0 m. Los dos vanos principales de 45 m salvan las dos calzadas de la autopista de peaje AP-7, dejando la pila P5 con fuste único en la mediana de la autopista (Fig. 2).

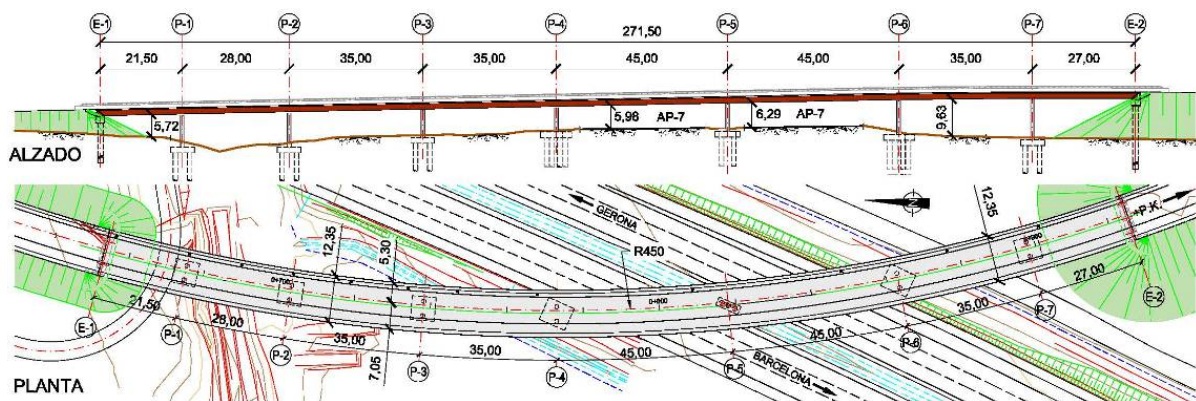


Figura 2. Alzado y planta de la estructura E-1

El tipo estructural elegido, con sección transversal en cajón mixto, es el más adecuado dadas las condiciones de contorno:

- mínima afección posible a la autopista de peaje durante la ejecución
- plazo de ejecución reducido
- necesidad de reducir canto para dar sensación de esbeltez y respetar gálibos

Otra ventaja adicional de la solución mixta elegida es el menor peso del tablero respecto a las soluciones de hormigón permitiendo la optimización de la subestructura, factor a tener en cuenta especialmente, dado que en algunas de las pilas el espacio para la cimentación es muy reducido. A esto hay que añadir la necesidad de emplear cimentaciones pilotadas, impuesta por los condicionantes geotécnicos del terreno

La sección transversal del tablero está formada por un cajón metálico de 1,42 m de canto conectado a una losa de hormigón de 28 cm de espesor, con una esbeltez de metal 1/31,7 y una esbeltez total de 1/26,5. En las zonas de flexión negativa se materializa la doble acción mixta mediante la disposición de hormigón de fondo (Fig. 3).

El empleo de la sección cajón resulta idóneo para el ancho y trazado en planta curvo del viaducto, con un radio constante de 450 m. La sección cajón aporta rigidez a la estructura frente a torsión, tanto para las cargas excéntricas como para el peso propio del tablero, que debido a la propia curvatura genera esfuerzos de torsión. La parte superior del cajón metálico se cierra durante la fase constructiva mediante la disposición de una celosía horizontal (Fig. 4) uniendo las platabandas superiores y cerrando provisionalmente el circuito de torsión hasta que se hormigona la losa.

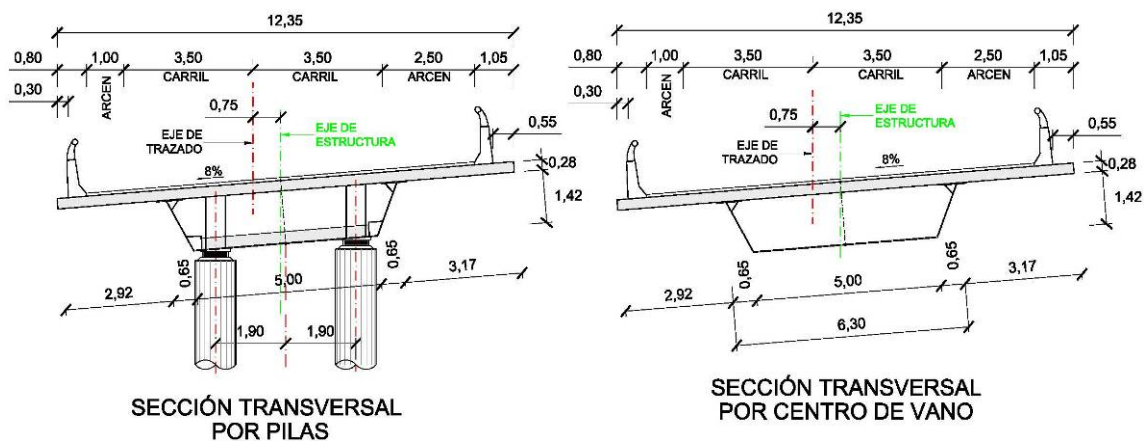


Figura 3. Secciones transversales tipo de la E-1



Figura 4. Vista del cajón metálico en ejecución

El cajón metálico, de acero al carbono S-355-J2+N pintado frente a la corrosión, tiene un ancho en el fondo de 5,0 m y una separación superior entre almas de 6,30 m, quedando las almas inclinadas con la vertical 25° aproximadamente.

La losa superior, de 12,35 m de anchura, presenta dos pequeñas zonas extremas voladas por el exterior de las barreras de forma asimétrica, con 0,30 m por el lado interior y de 0,55 m por el lado exterior, para alojar conducciones de servicios. Esta asimetría en la geometría de la plataforma se ha trasladado a la disposición de la losa respecto al cajón; sin embargo, sí se mantiene centrada en el cajón la zona de la calzada con tráfico, al ser las cargas de tráfico muy superiores a las de los conductos de servicio.

El ancho total de la losa se divide en: 0,30 para conducciones + 0,50 (barrera) + 1,00 (arcén) + 3,50 (carril) + 3,50 (carril) + 2,50 (arcén) + 0,50 (barrera) + 0,55 m para conducciones, y se dispone excéntrica respecto del cajón en 0,125 m hacia el exterior; así la losa superior presenta un voladizo de 2,92 m por el lado interior y otro de 3,17 m por el lado exterior (Fig. 3).

La losa es de 28 cm de espesor constante y se materializa mediante prelosas de celosía a todo el ancho con un espesor de 8 cm. Este espesor permite armados razonables en la armadura transversal de la losa con un peso muy ajustado.

El empleo de la doble acción mixta en zona de negativos sobre pilas permite, además de dar ductilidad a la sección transversal, mejorar la clase de la sección admitiendo cálculo plástico a flexión en ELU, lo cual reduce la cuantía de acero. Asimismo el hormigón de fondo facilita la rigidización de fondo de cajón en las zonas de pilas. El hormigón de fondo, de 0,30 m, se ha prolongado entre 7,50 m y 11,25 m a cada lado de la pila en los diferentes vanos (aproximadamente un 20% de la luz), llegando hasta la zona en la que las compresiones en la chapa de fondo para las envolventes pésimas se resisten sin la necesidad de una rigidización de entidad.

En diferentes zonas del viaducto se ha recurrido al empleo de células, tanto superiores como inferiores. Las células superiores se disponen principalmente para evitar la inestabilidad por abolladura de la parte superior del alma durante el proceso constructivo en las zonas de positivos, donde las almas tienen espesores pequeños (10 ó 12 mm) y deben resistir, en su parte alta, compresiones significativas debidas a la flexión del peso propio de metal y de losa con sección parcial resistente metálica. Las células inferiores se disponen en la zona de esfuerzos de flexión negativa, conectadas al hormigón de fondo y reduciendo la esbeltez del alma en la zona de mayores tensiones tangenciales del cortante y torsión.

En cuanto a la rigidización del cajón se han dispuesto rigidizadores transversales de alma con sección en T cada 2,5-2,8 m aproximadamente dependiendo de la luz de cada vano, coincidentes con los rigidizadores transversales de fondo de cajón, también con sección armada en T. Se dispone el mismo número de rigidizadores longitudinales en la chapa de fondo del cajón tanto en la zona de negativos como de positivos, facilitando su alineación y transmisión de esfuerzos. En las zonas donde la chapa de fondo está traccionada se disponen rigidizadores planos (una chapa única), y en la zona de negativos rigidizadores armados con forma de T.

Las celosías transversales del cajón se disponen cada dos rigidizadores de alma quedando separados entre 5,0 y 5,6 m de distancia, en función de la luz del vano. Se han diseñado con forma de K tumbada (Fig. 4) reduciendo así la longitud de las diagonales, y mejorando el ángulo de incidencia con las cartelas, al tratarse de un cajón bastante ancho y con canto y almas inclinadas con mayor anchura arriba que en el fondo.

2.2. Subestructura

La subestructura de la E-1 presenta 7 pilas compuestas por dos fustes circulares de 1,10 m de diámetro, a excepción de la pila P5, y por estribos abiertos cimentados en pilotes de 1,25 m de diámetro. La ubicación de la pila P5, en la mediana de la autopista AP-7, con muy poco espacio libre al cruzar el tablero con mucho esviaje en planta respecto de la autopista (con un ángulo entre sus ejes de unos 60°), no permite la materialización de los dos fustes, por lo que se ha recurrido a un único fuste de 1,25 m de diámetro, aumentando la luz de torsión del tramo central a 90 m entre la P4 y la P6. La elevada rigidez a torsión del cajón permite la disposición de un apoyo único en la pila P5, creando un vano a torsión de 90 m empotrado en las pilas P4 y P6.

Los dos fustes de las pilas tipo se posicionan cercanos a las almas del cajón para optimizar el dimensionamiento de los mamparos de apoyos.

Debido a las características geotécnicas del terreno, todas las pilas presentan cimentaciones profundas. Las pilas de doble fuste se resuelven mediante encepados de 4 pilotes de 1,25 m de diámetro, con aproximadamente 20 m de longitud hasta llegar a la roca, mientras que en la pila P5 se dispone un encepado de dos pilotes que quedan oblicuos respecto del eje del tablero del puente, y que siguen la alineación de la mediana de la autopista. Al tener sólo dos pilotes, su longitud aumentó hasta los 32 m, debido a las mayores cargas por pilote, al tener además vanos adyacentes de mayor luz. Por su parte, los estribos E1 y E2 son abiertos, compuestos por pórticos transversales de 2 y 3 pilotes respectivamente (Fig. 5). El cargadero del estribo hace las veces de dintel del pórtico, mientras que los pilotes, dispuestos en una misma sección transversal, cierran el pórtico.

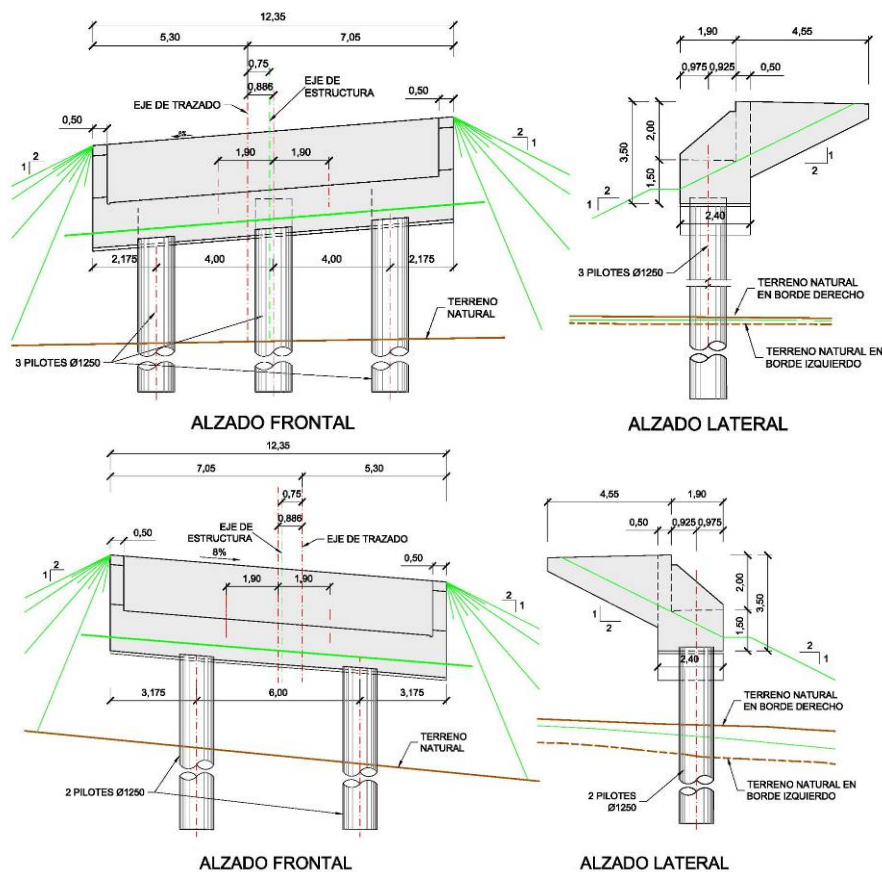


Figura 5. Alzados frontales y laterales de los estribos E1 y E2

3. Criterios de diseño frente al sismo

La estructura se ubica en una zona de moderada peligrosidad sísmica, con una aceleración básica de $0,07 \cdot g$, y una aceleración de cálculo que prácticamente llega a $0,12 \cdot g$. Debido a este motivo, el diseño de la estructura se ha orientado a conferir un aislamiento sísmico al tablero y a aumentar la flexibilidad del conjunto tablero-subestructura, lo que a la postre ha permitido aumentar el periodo de la estructura y reducir las fuerzas inerciales sobre la misma, manteniendo los movimientos sísmicos controlados.

Para cumplir estos requisitos, se ha recurrido a un sistema de aislamiento de la estructura mediante el uso de aparatos de apoyo de neopreno zunchado de la suficiente altura para dotar de flexibilidad al sistema y absorber los movimientos sísmicos y de servicio esperados. De acuerdo a lo dispuesto en la NCSP-07, el sistema de aislamiento de la estructura se ha dimensionado de tal forma que sea capaz de absorber los movimientos en situación sísmica incrementados en un 50%, teniendo en cuenta tanto los movimientos sísmicos como los movimientos reológicos y el 50% de los movimientos térmicos. Las juntas de dilatación también se han dimensionado para estos movimientos. La distorsión admisible de los aparatos de apoyo elastoméricos en situación sísmica se ha considerado igual a 2. Asimismo, los aparatos de apoyo se han anclado a tablero y pila mediante anclajes sustituibles, lo que evita el movimiento relativo de los aparatos de apoyo respecto a tablero y subestructura en situación sísmica, permitiendo al mismo tiempo la sustitución de los elementos que componen el sistema de aislamiento en caso de que resulten dañados.

Para la determinación de la acción sísmica se han obtenido los parámetros dinámicos de los primeros modos de vibración significativos, tanto transversales como longitudinales, de la estructura. A partir de ellos se han definido sus periodos de vibración y, en consecuencia, las condiciones de aceleraciones (fuerzas) y desplazamientos que solicitan a la subestructura. Se ha considerado la rigidez conjunta del sistema subestructura-sistema de aislamiento del tablero (aparatos de apoyo de neopreno zunchado), considerando las variaciones pertinentes para la obtención del pésimo efecto en cada uno de los elementos. Tal y como indica la NCSP-07 se ha considerado la variación de las propiedades del sistema de aislamiento por el envejecimiento del mismo debido a los procesos de carga, variaciones térmicas, contaminación, etc., y adicionalmente se han tenido en cuenta las posibles pérdidas de rigidez de la subestructura debido a fenómenos de fisuración. Como regla de buena práctica, se han diseñado detalles de armado frente al sismo adecuados, que zunchen correctamente las zonas más solicitadas de la subestructura.

3.1. Comportamiento transversal de la estructura frente al sismo

El comportamiento transversal de la estructura frente a la acción sísmica es convencional, aunque cabe comentar algunos aspectos específicos como el tratamiento de la rigidez de los estribos abiertos o la rigidez de la pila de fuste único.

En el caso de los estribos abiertos con forma de pórtico en transversal, y dada la incertidumbre de su comportamiento sísmico debido a su interacción con el terreno, se han realizado una serie de hipótesis conservadoras, en las que se ha variado la rigidez del conjunto estribo-terreno en función del elemento a dimensionar. Se ha considerado una primera situación en la que el conjunto pórtico transversal-terreno resulta lo suficientemente rígido como para que la rigidez conjunta estribo+aparatos de apoyo sea prácticamente idéntica a la de éstos últimos. Esta configuración, por cuanto considera unos estribos con una rigidez relativa superior a la del resto

de elementos de la subestructura, tiende a relajar ligeramente la acción sísmica sobre las pilas, a costa de aumentarla sobre los estribos, y por lo tanto es conservadora para el diseño de éstos.

En una segunda hipótesis, se ha evaluado la rigidez del pórtico transversal del estribo como si los pilotes que la componen se encontrasen exentos en una cierta altura. Dicha hipótesis acota un límite superior de la fuerza sísmica recogida en la cabeza de los fustes de las pilas, por lo que ha sido la configuración empleada en el dimensionamiento de las pilas adyacentes.

El dimensionamiento de la pila P5 plantea una problemática similar, máxime cuando inicialmente, para reducir la magnitud de los trabajos en la mediana de la autopista, en los primeros encajes se planteó la alternativa de una solución en pila-pilote en lugar de una pila de fuste único cimentada en un encepado de dos pilotes dispuestos de forma oblicua respecto del eje del tablero. Finalmente se decidió cimentar la P5 en un encepado de dos pilotes alineados con el eje de la mediana, con un ángulo de oblicuidad de aproximadamente 60° respecto del eje del tablero, teniendo en cuenta para el cálculo dos situaciones que, como en el caso de los estribos, persiguen acotar los límites superiores de las fuerzas sísmicas recogidas por la pila y por el resto de elementos de la subestructura. En el primer caso, la pila P5 se considera empotrada en el encepado, mientras que en el segundo caso se ha considerado la pila en conjunto con la flexibilidad del terreno.

Las restantes pilas, cimentadas con encepados de 4 pilotes, se han considerado empotradas en el encepado debido a la elevada rigidez relativa de su cimentación.. A la hora de obtener los esfuerzos transmitidos a la cimentación pilotada, se han tenido en cuenta los esfuerzos de flexión creados en los pilotes por la transmisión de las cargas laterales.

3.2. Comportamiento longitudinal de la estructura frente al sismo

El comportamiento longitudinal del puente es prácticamente análogo al comportamiento transversal, y son de aplicación los mismos comentarios a los que se hace referencia en el apartado anterior en cuanto a la consideración de la rigidez de las pilas para el reparto de la acción sísmica.

Sin embargo, la respuesta longitudinal de los estribos frente al sismo es notablemente diferente. Inicialmente se planteó el empleo de neoprenos zunchados convencionales también en los estribos. Se tuvo en cuenta que a lo largo de un ciclo de la acción sísmica longitudinal se alterna una fase de movimiento hacia PK+ con una fase de movimiento hacia PK-. En la primera fase del ciclo, el estribo de PK- (estribo E1), debido a su configuración de estribo abierto pilotado (Fig. 5), se comporta como una ménsula en dirección longitudinal, empotrada a una cierta profundidad en el terreno. Durante ese periodo, el estribo E2 sufre empujes hacia PK+, lo que se traduce en un movimiento contra el terreno, impedido por la reacción del empuje pasivo de éste. Durante la fase de movimiento hacia PK-, el comportamiento se repite en sentido inverso: es el estribo E2 el que tiene un comportamiento en ménsula, y el estribo E1 el que tiene un comportamiento rígido.

La consideración de este efecto se traduce en una reducción de la fuerza sísmica a soportar por cada uno de los estribos en ménsula, dado que la única fuerza que los solicita en esta configuración, la fuerza de tiro, se produce cuando la rigidez de los estribos es menor (el estribo es más flexible), y por lo tanto también es menor. El estribo que más se carga será el más rígido, aquél que se encuentra empujando contra el pasivo del terreno, y por lo tanto transmite a través del cabecero la fuerza sísmica solicitante sin que se produzcan flexiones apreciables en los

pilotes. No debe olvidarse que los aparatos de apoyo sí deben ser capaces de transmitir completamente dicha fuerza de empuje.

Sin embargo en este caso, pese a la consideración del efecto descrito anteriormente, la fuerza sísmica a resistir en ménsula por cada uno de los estribos resultaba demasiado elevada, y no admisible para sus pilotes de forma conjunta a la acción sísmica del terreno y al resto de acciones concomitantes provenientes del tablero, debido a la elevada altura de los estribos abiertos (aproximadamente 12,50 m desde el terreno natural hasta la cota de rasante en el caso del estribo E2), a las pobres características geotécnicas del terreno colindante, y a la apreciable longitud dilatante desde el punto de movimiento nulo hasta los estribos (≈ 135 m).

Este hecho ha motivado la decisión final de disponer aparatos de apoyo de neopreno zunchado teflón deslizantes guiados en dirección longitudinal en los estribos, lo que permitió liberar a éstos de las fuerzas sísmicas longitudinales, asumiendo sólo el pequeño rozamiento de la lámina deslizante bajo cargas permanentes, de valor mucho menor que la del sismo.

4. Proceso constructivo

El proceso constructivo planteado resulta en general convencional en un tablero mixto. Sin embargo, merece la pena destacar una serie de particularidades del mismo.

El montaje de la estructura metálica se realiza vano a vano, izando mediante grúas los diferentes tramos metálicos consistentes en un vano más un voladizo del vano siguiente, y ensamblándolos en su posición definitiva (Fig. 6a). Posteriormente se ferralla y ejecuta el hormigón de fondo en las zonas de momentos negativos (en la Fig. 6b se aprecia la zona de hormigón de fondo junto a un mamparo de pila), se disponen las prelosas superiores de ancho completo y se ferralla y hormigona la losa sobre las mismas. El hormigonado de la losa se realiza en dos fases para reducir las tensiones sobre la subsección metálica: en primer lugar se hormigona la zona entre almas, para posteriormente hormigonar los voladizos una vez endurecida la primera fase.

Cabe destacar el apeo provisional dispuesto en la pila P5 durante el montaje de la estructura metálica, materializando un empotramiento provisional a torsión que permite reducir notablemente los giros en las fases de montaje de la estructura metálica. Una vez dispuesta la estructura metálica completa, se elimina el apeo provisional siguiendo con la ejecución del tablero con su configuración de apoyos final.



Figuras 6a y 6b. Vista del cajón metálico de la estructura E1 en ejecución sobre la AP-7 (izq.), y detalle del hormigón de fondo en zonas de momentos negativos (der.)

Un segundo aspecto destacable del proceso constructivo ha sido la ejecución secuencial de los estribos. La elevada altura de los terraplenes de acceso y las deficientes características geotécnicas de los primeros metros del terreno natural, hacían esperar un asiento diferido bajo los terraplenes de cierta magnitud. Este hecho provoca dos efectos de elevada importancia para la cimentación pilotada de los estribos. Por un lado, el rozamiento negativo asociado incrementa notablemente la reacción vertical en los pilotes, y por otro, el empuje lateral producido debido al asiento diferencial del terreno en el trasdós y en el intradós de los pilotes, provoca flexiones muy importantes en los mismos.

Tras analizar diferentes alternativas para paliar los efectos producidos por dichos fenómenos, se ha decidido la ejecución de los terraplenes de acceso más altos, de forma previa a la ejecución de los estribos que contenían, consiguiendo, con la ayuda de mechas drenantes dispuestas en el terreno natural para acelerar el proceso, que los terraplenes actuaran a modo de precarga del terreno produciendo el asiento esperado de forma previa a la ejecución de los estribos. En los estribos más bajos, y para no demorar los ritmos de ejecución de la obra de forma innecesaria, se ha decidido asumir tanto el rozamiento negativo como el empuje lateral del terreno sobre los pilotes de los estribos. En el caso concreto de la estructura E1, el estribo E1 se ejecuta de forma conjunta al terraplén de acceso de PK-, mientras que el estribo E2 se ejecuta tras la estabilización de los asientos diferidos debidos al terraplén de acceso de PK+.

Finalmente, la consolidación del terraplén del estribo E2 mediante la precarga del terreno ha llevado un tiempo superior al inicialmente estimado, lo que se ha traducido en un retraso en la ejecución de dicho estribo.

Este hecho imposibilitaba continuar con el proceso constructivo planteado en proyecto, que preveía montar la totalidad del cajón metálico del tablero, vano a vano, de forma previa al inicio del hormigonado de las losas superior e inferior. Con ánimo de reducir los plazos de ejecución, se ha planteado una adaptación del proceso constructivo que no supusiera detener la ejecución del tablero hasta la finalización del estribo E2. Sin embargo, dicha modificación se produjo en un estado avanzado de las obras de ejecución de la estructura (con una parte importante de la estructura metálica fabricada), lo que obligó a variar el proceso constructivo de tal forma que ni las contraflechas ni los esfuerzos sobre las estructuras parciales o finales se vieran afectados.

Para ello se planteó el montaje en continuidad de los primeros cuatro tramos de estructura metálica, para posteriormente ejecutar el hormigón de fondo sobre las pilas P1, P2 y P3, y colocar las prelosas y la ferralla de la losa superior de los dos primeros vanos más 17,50 m del vano 3.

Posteriormente, se montaron y soldaron los tramos 5 y 6 de la estructura metálica, se ejecutó el hormigón de fondo sobre las pilas P4 y P5, y se montaron las prelosas y la ferralla de la losa superior de la zona restante del vano 3, del vano 4 y de 22,50 m del vano 5. En ese instante, el estribo E2 ya se había concluido, y se procedió al montaje y soldado de los dos últimos tramos de estructura metálica (tramos 7 y 8), tras lo cual, una vez desmontado el apeo provisional dispuesto en la pila P5 (que empotraba provisionalmente a torsión el cajón durante la ejecución), se ejecutó el hormigón de fondo sobre las pilas restantes (pilas P6 y P7) y se montaron las prelosas y la ferralla de la losa superior en el tramo final hasta el estribo E2. A partir de ese momento, continuó el proceso constructivo original de proyecto, respetando las fases de hormigonado de la losa la

secuencia de hormigonados en transversal descrita, y siguiendo una secuencia longitudinal que evitara tracciones en zonas de negativos.



Figura 7. Imágenes de la E-1 concluida

5. Descripción de la Estructura E-2

La estructura E-2 es un puente continuo de un ramal de acceso a la calzada con sentido norte de la AP-7 (Fig. 1), tiene 95 m de longitud, presenta 3 vanos de luces 25+45+25 m y su sección transversal tiene las mismas dimensiones que las de la estructura E-1. Cada pila está formada por dos fustes circulares y los estribos son cargaderos pilotados, análogos a los de la estructura E-1. La construcción del tablero se realiza a través del izado de la subsección metálica mediante grúas, izando en primer lugar los vanos laterales más un voladizo de 5,50 m sobre el vano central, para posteriormente realizar el izado del tramo central restante. El resto de fases constructivas del viaducto son análogas a las descritas para la estructura E-1.

6. Principales participantes en el proyecto y obra

Propiedad: Acesa (Abertis)

Dirección de Obra: GPO Ingeniería S.A.

Asistencia Técnica a la Dirección de Obra: GPO Ingeniería S.A.

Constructora: Dragados S.A.

Taller Metálico: URSSA

Proyecto constructivo de las Estructuras y apoyo técnico al Contratista durante la ejecución: IDEAM S.A.