

Nuevo Viaducto sobre el Barranco de La Bota. Diseño y construcción

New Viaduct over La Bota gorge. Design and construction

Miguel Rupérez Astarloa^a, Álvaro Serrano Corral^b, Gonzalo Sanz Díez de Ulzurrunzun Casal^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPESA). Jefe de Proyectos. miguel.ruperez@mc2.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPESA). Director Técnico. alvaro.serrano@mc2.es

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ant. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPESA)-Act. Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Profesor Permanente Laboral. g.ulzurrun@upm.es

RESUMEN

El acondicionamiento del Puerto de Querol (N-232, Morella) incluyó la construcción de una nueva carretera para mejorar la capacidad, funcionalidad y seguridad vial. Entre las estructuras requeridas en el tramo se encuentra el Viaducto sobre el Barranco de La Bota, cuya solución estructural resulta singular ya que su vano principal está formado por dos arcos metálicos apuntados de luces medias (102 m), pero que en planta presentan una curvatura variable para poder adaptarse adecuadamente al trazado del tablero. El artículo aborda los condicionantes y criterios adoptados para el diseño del viaducto, así como los novedosos procedimientos constructivos empleados para el montaje del arco con el equipo lanzavigas.

ABSTRACT

The upgrading of the Querol Pass (N-232, Morella) included the construction of a new road to improve its carrying capacity, functionality and safety. Among the required structures, the Viaduct over the La Bota Gorge is included, whose structural solution is quite singular because its main span is formed by a pair of pointed steel arches of medium spans (102 m) with variable plan curvature, in order to be able to adapt adequately to the bridge layout. This article deals with the constraints and criteria adopted for the design of the viaduct as well as the singular construction procedures employing launching girders.

PALABRAS CLAVE: viaducto, arco, estructura metálica, trazado curvo, esviado, lanzavigas.

KEYWORDS: viaduct, arch, steel structure, plan curvature, launching girder

1. Introducción

El puerto de Querol en la carretera N-232 es la principal vía de comunicación entre las comarcas castellanenses del Maestrazgo y de Els Ports, y la aragonesa del Bajo Aragón. El trazado original de la carretera N-232, a su paso por el término municipal de Morella, discurría por los montes de Vallivana atravesando una zona muy montañosa, situándose la cota más alta a 1056 msnm en el Puerto de Querol. El trazado

original resultaba bastante inadecuado debido a su sección demasiado estrecha (entre 6 y 7 m), por carecer de arcenes practicables, ser un trazado muy sinuoso con radios excesivamente reducidos en las curvas y por presentar una elevada pendiente longitudinal (entorno al 10 %).

El nuevo trazado cuenta con una calzada formada por tres carriles, arcenes normativos y

en todo momento trata de adaptarse a la escarpada orografía existente, para lo cual se reduce la pendiente longitudinal a un máximo del 6 % y la calzada discurre generalmente sobre estructuras o a media ladera (ver Figura 1).

De las nueve estructuras requeridas en el tramo, la que presentaba un mayor nivel de complejidad era la que atravesaba el Barranco de La Bota, tanto por la longitud de la estructura, como por lo escarpado del barranco, dando lugar a un vano singular (vano principal entorno a los 100 m frente a vanos tipo de 36-40 m).

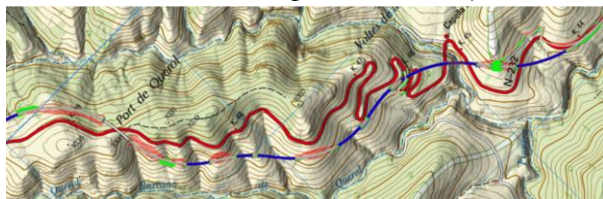


Figura 1. Superposición de trazados.

2. Diseño del viaducto

2.1 Concepción general

En el proyecto constructivo se optó por utilizar, para la mayor parte de las estructuras, vanos tipo de longitudes máximas entorno a los 40 m, que permitían el uso de tableros a base de vigas de doble T prefabricadas, sobre dinteles de hormigón conectados a parejas de pilas de hormigón de fustes cilíndricos de 1.5 m de diámetro. Sin embargo, en el Barranco de La Bota, se optó inicialmente por diseñar una estructura singular con vanos tipos de 45 a 57 m de luz y un vano principal de 105 m. Para esta estructura se proponía el uso de un tablero tipo cajón mixto apoyado sobre pilas monofuste de hormigón rectangulares huecas para los vanos tipo, y sobre puntales metálicos rectangulares huecos en el vano principal (ver Figura 2). Los puntales eran rectos en planta y se requería disponerlos ligeramente excéntricos en sus cimentaciones. La construcción de los puntales metálicos se preveía en posición vertical con un posterior abatimiento, mientras que para el tablero se proponía una ejecución mediante

lanzamiento desde uno de los estribos. Además de algunas cuestiones asociadas a la realización del empuje, como que parte del viaducto se encontraba en un tramo de acuerdo entre un trazado recto y una curva (clotoide de parámetro $A = 215$, hasta pasada la pila P1), la necesidad de industrialización en la ejecución de todas las estructuras llevó a evaluar soluciones alternativas y a la redacción de un proyecto modificado.

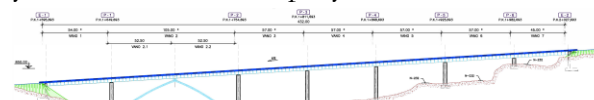


Figura 2. Alzado Proyecto Constructivo.

Como premisa fundamental del nuevo diseño se propuso mantener la tipología del tablero utilizada en el resto del tramo, con el objetivo de mantener los procedimientos de construcción ya utilizados. Así pues, resultó necesario limitar los vanos tipo a unas luces máximas de alrededor de 40 m y dar prioridad al empleo de soluciones prefabricadas o metálicas, lo cual implicaba apoyos intermedios en la zona del Barranco de La Bota.

La orografía dificultaba excesivamente el empleo de apoyos sobre el terreno en la parte central del barranco, por lo que se estudiaron diseños que permitieran limitar las luces máximas en torno a los 40-50 m, que aún se ajustan a soluciones prefabricadas. Se analizaron configuraciones con parejas de arcos de hormigón, ábacos metálicos sobre los que se disponían vigas prefabricadas, una solución similar a la anterior, pero con ábacos metálicos en celosía o ábacos de hormigón tipo cajón, puntales metálicos o de hormigón inclinados y pilas sobre arcos metálicos (ver Figura 3).

En la mayor parte de los casos se plantearon soluciones que se ajustaban en planta al trazado del tablero, a costa de asumir efectos transversales en la infraestructura principal.

La posibilidad de utilizar el mismo equipo lanzavigas empleado en el resto del viaducto, pero adaptado a un vano de entorno a los 100 m, resultaba muy atractivo desde el punto de vista de la optimización de medios auxiliares. Lo

anterior, junto con las posibilidades de tipo formal, resistentes y constructivas que permitían los arcos metálicos, hicieron que fuera esta última opción la que se consideró como más interesante.

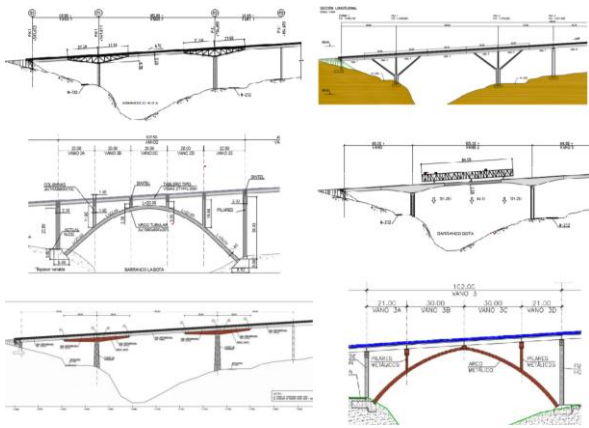


Figura 3. Diseños alternativos vano principal.

Al dar preferencia a mantener la geometría en planta del trazado del tablero, los arcos debían arriostrarse entre sí para dotar a la estructura de la capacidad resistente suficiente, asegurando el comportamiento deformacional sin incurrir en diseños con costes injustificadamente elevados.

Aprovechando que el trazado existente ya contaba con un puente formado por una pareja de arcos de hormigón se consideró interesante, desde un punto de vista formal, mantener una solución de arcos apuntados con canto variable (ver Figura 4). El nuevo vano principal resultaba ser muy similar a una estructura homotética de la existente, dando lugar a una imagen del conjunto muy atractiva desde algunos puntos de vista.



Figura 4. Vista general arcos nuevos y existentes (Fuente: UTE Puerto Querol).

La geometría del arco descrita, se ajusta razonablemente bien a la geometría antifunicular para tres cargas puntuales en el tablero (dos en riñones más una en clave). La geometría

resultante presentaba un aspecto muy interesante desde el punto de vista forma, por cuanto reproduce el perfil de los arcos del acueducto de Morella, localidad muy próxima a la ubicación del viaducto (ver Figura 5).



Figura 5. Acueducto de Morella.

2.2 Descripción general del viaducto

La nueva estructura se sitúa entre los P.K. 1+577.232 y el P.K. 2+059.232 del proyecto, tiene una longitud de 482 m y está constituida por 11 vanos: (2×36) -102 - (3×36) - (5×40). El tramo de tablero sobre los arcos se subdivide en cuatro vanos: 30-21-21-30 (ver Figura 7). En planta, la estructura pertenece a un tramo curvo:

- Clotoide de parámetro $A = 215$ entre P.K. 1+577.232 y P.K. 1+658.525
- Curva circular $R = 550$ m entre P.K. 1+658.525 y P.K. 2+059.232

El tramo en clotoide supera ligeramente la pila P2, dando lugar a que los arcos no se encuentren completamente incluidos en el tramo circular (Figura 8). El tablero presenta una pendiente ascendente constante del 6 % y un peralte hacia el interior entre 4.8 % y 5.4 %.

La sección tipo está formada por tres carriles de 3.50 m (uno por sentido más un carril para vehículos lentos), arcenes de 1.5 m, un sobreecho de 1.0 m por visibilidad, más sendos sobreechos de 0.7 m para la colocación del sistema de contención de vehículos. El tablero está formado por cinco o seis vigas doble T prefabricadas pretensadas en función de la longitud del vano (ver Figura 6).

Aunque la sección descrita requeriría de una anchura de tablero mínima de 15.90 m, el uso de vigas prefabricadas sin voladizos laterales en la losa obliga a disponerla según una trayectoria que permita inscribir en su interior la plataforma completa, dando lugar a una anchura variable de entre 15.95 m y 16.43 m.

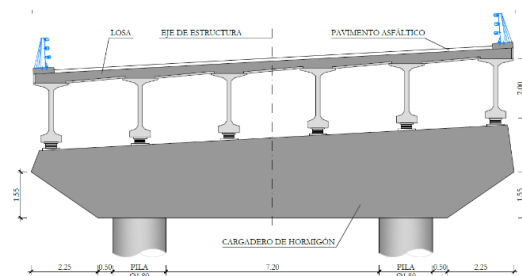


Figura 6. Sección tipo Tablero.

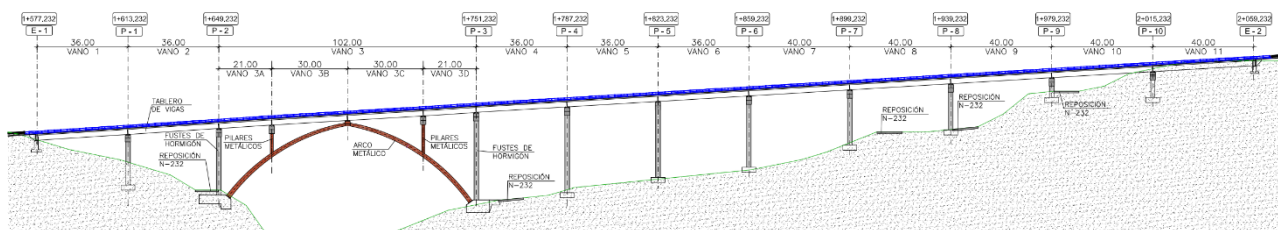


Figura 7. Alzado general viaducto.

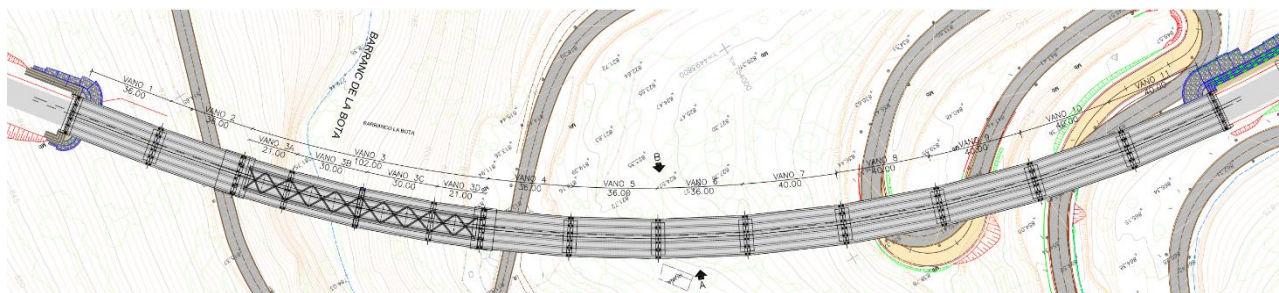


Figura 8. Planta general del viaducto.

2.3 Cimentaciones

En el trazado aflora el macizo rocoso formado por dolomías y calizas con intercalaciones de margas en estratos poco meteorizados. Todas las cimentaciones son directas, siendo la tensión admisible de 5 kg/cm^2 y las tensiones de pico en bordes y/o esquinas un 25-33 % superiores.

2.3.1 Cimentación estribos

Ambos estribos son de tipo cerrado con muros frontales y pequeñas aletas laterales. La cimentación de los dos estribos se realiza con una única zapata de hormigón de dimensiones estrictas que permitan su dimensionamiento como elemento rígido (Ancho x Largo x Canto):

- Estribo E1: $15.95 \times 4.05 \times 0.90 \text{ m}$
- Estribo E2: $16.34 \times 3.25 \times 0.75 \text{ m}$

Analizando las tensiones bajo las zapatas, se obtienen distribuciones de presión de tipo

triangular, con ligeros despegues localizados. Las tensiones máximas alcanzan los 4.5 kg/cm^2 .

El hormigón en las cimentaciones es de tipo HA-30 y el acero tipo B500S, obteniéndose cuantías de 85 a 115 kg/m^3 .

2.3.2 Cimentación pilas de hormigón

Las pilas de hormigón están formadas por dos fustes circulares de 1.8 m de diámetro separados 9 m y conectados por un dintel de hormigón. Sus cimentaciones, salvo para las pilas P2 y P3, se han diseñado combinadas para alojar los dos fustes, dando lugar a zapatas rectangulares (Ancho x Largo x Canto): $13 \times 5.5 \times 2 \text{ m}$. Estas zapatas no pueden considerarse directamente como rígidas, de manera que en el diseño fue necesario analizar la necesidad o no de disposición de armadura de cortante. A este respecto, cabe señalar que resulta determinante la separación entre los fustes, distancia que se propuso mayor que en el resto de las estructuras

del tramo. Esta decisión se fundamentó en la necesidad de aumentar la separación de los arcos hasta los 9 m para dotarlos de capacidad suficiente para resistir las acciones transversales generadas por su geometría espacial, optando por mantener la misma separación en todos los fustes para lograr la uniformidad del conjunto.

El análisis detallado de las cimentaciones se realizó con modelos de elementos finitos 2D de las zapatas considerándolas apoyadas sobre un lecho elástico. Adoptando una estrategia prudente, debido a la incertidumbre que entraña la estimación de los coeficientes de balasto, se consideró un valor de 10^5 kN/m^3 , que resulta ser un valor reducido para un macizo rocoso de calidad buena, pero que permite obtener valores de esfuerzos suficientemente precisos y cuantías de armadura algo superiores a las estrictamente necesarias (valores elevados del coeficiente de balasto generan altas concentraciones de esfuerzos cortantes bajo las pilas, pero valores más bajos a un canto útil). Se concluyó que en ninguna de las zapatas se requería armadura transversal, siendo el diseño gobernado por solicitaciones de flexión. Para las pilas interiores las cuantías obtenidas se encuentran entre 73 y 86 kg/m^3 mientras que para las pilas anexas a los arcos y en las pilas extremas las cuantías son algo superiores, entre 103 y 115 kg/m^3 . En todos los casos se utilizó un hormigón tipo HA-30.

La distribución de tensiones bajo las pilas es de tipo trapezoidal, con tensiones mínimas de $2.0\text{-}2.5 \text{ kg/cm}^2$ y tensiones máximas en los bordes entre $4.0\text{-}5.4 \text{ kg/cm}^2$.

2.3.3 Cimentación arcos metálicos

Las cimentaciones de los arranques de los arcos resultan singulares debido a que, además de las particularidades de los propios arcos, son compartidas con los fustes de hormigón de las pilas P2 y P3. La inclinación de los arranques genera solicitaciones horizontales de gran envergadura que deben ser transmitidas al terreno de forma directa, ya que no resultan suficientes los mecanismos de rozamiento

zapata-terreno, siendo necesario que las zapatas se encastren en las laderas. En cada lado del barranco los arranques son diferentes, ya que en el caso de la pila P2 la cimentación tiene una sección con forma de L invertida de hormigón HA-30 (Figura 9), mientras que en la pila P3 se utiliza una cimentación rectangular con un relleno de hormigón en masa (Figura 10). En ambos casos, las zapatas tienen un ancho total de 17 m.

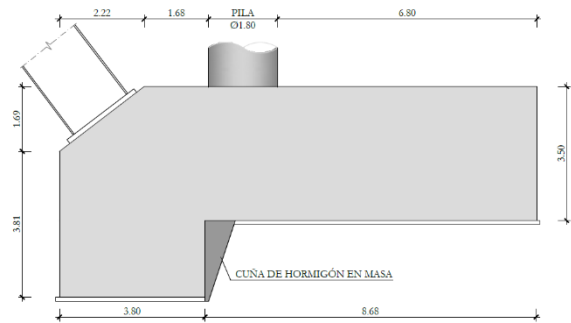


Figura 9. Cimentación pila P2.

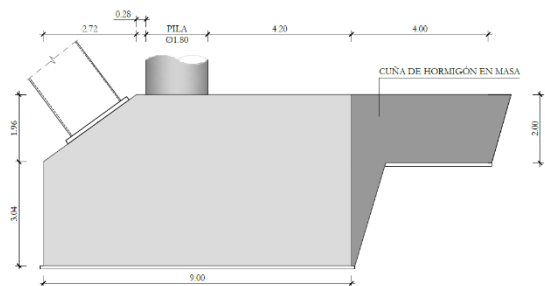


Figura 10. Cimentación pila P3.

De la integración de las tensiones obtenidas en los modelos de diseño se concluye que las tensiones máximas transmitidas al terreno son del orden de $4.9\text{-}5.0 \text{ kg/cm}^2$.

El diseño de las armaduras en dirección longitudinal se ha realizado empleando modelos de elementos finitos 2D, analizando en qué zonas se superan las tensiones de tracción admisibles por el hormigón tipo HA-30 (ver Figura 11).

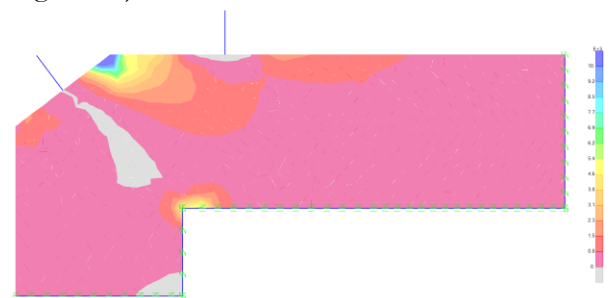


Figura 11. Cimentación P2. F_{11} - (kN/m).

Analizando las solicitaciones queda claro el fuerte efecto local que se genera en las esquinas del paramento inclinado y en la esquina interior. El criterio general empleado ha sido el de disponer al menos la cuantía geométrica mínima ($49 \text{ cm}^2/\text{ml} \approx 10\phi 25/\text{ml}$) en aquellas zonas que realmente requieren armadura, y el 50 % de ésta en el resto. Este criterio se fundamenta en la constatación de que la zapata se encuentra solicitada a niveles alejados de los que provocan la fisuración de la misma, aun considerando esfuerzos mayorados. Además, y de manera conservadora, se ha analizado un escenario desfavorable en el cual trabajarían los macizos de cimentación en correspondencia con cada uno de los arranques de arco, sin tener en cuenta la unión entre ambos.

El análisis de los efectos locales que se generan en la zona de entrada de carga, y en la zona de anclaje de las barras traccionadas de los arranques, se realizó mediante la elaboración de modelos de bielas y tirantes específicos. Estos modelos son especialmente necesarios en el caso de los pernos traccionados de las basas de los arcos ya que, debido a su longitud, éstos quedan ubicados alejados de la armadura exterior de la cimentación y, por tanto, debe buscarse un mecanismo resistente válido. Para elaborar los modelos se consideró la totalidad de la carga del fuste de hormigón aplicada en un único punto y la carga del arco aplicada en cuatro puntos situados en el c.d.g. de cada uno de los cuadrantes que configuran los pernos, siendo necesario elaborar varios modelos en función de la posición de la resultante (Figura 12)

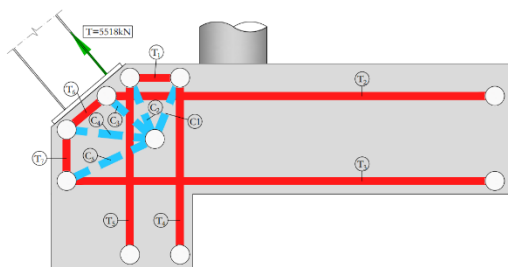


Figura 12. Modelo B-T. Trac. cuadrante sup.

Las armaduras dimensionadas con estos modelos son adicionales a las longitudinales y

transversales ya referidas. Debido a la congestión de armadura existente debajo de las basas, resultó necesario desplazar algunas barras hacia los bordes exteriores, por lo que se consideraron mecanismos de transferencia adicionales que generaron nuevas necesidades de armadura. Se obtuvieron cuantías moderadas de 75 kg/m^3 para la pila P2 y de 60 kg/m^3 para la pila P3.

2.4 Alzado de Pilas y Estribos

Todos los alzados, a excepción de los asociados a los arcos metálicos, se han realizado de hormigón HA-30. Ambos estribos son de tipo cerrado, formados por muros frontales de 1.45 y 1.55 m de ancho, hasta 6 m de altura, y cuentan con pequeñas aletas laterales.

Las pilas de hormigón están formadas por dos fustes circulares de 1.8 m de diámetro separados 9 m, acorde a la separación de los arcos, y alturas desde 4.37 m hasta 31.04 m. Los fustes de las pilas se conectan mediante dinteles de hormigón de entre 2.25 m y 3.00 m de canto, con longitud variable entre 15.70 m y 15.90 m y una anchura constante de 2.10 m.

2.5 Arcos metálicos

2.5.1 Descripción general

El vano principal, de 102 m de longitud, se solventa mediante una pareja de arcos metálicos de sección rectangular hueca de 1.2 m de anchura y canto variable entre 1.8 m en arranques y 1.2 m en clave. En alzado, cada arco está formado por dos tramos circulares no tangentes en clave, dando lugar a arcos ligeramente ojivales o apuntados. Por condicionantes geotécnicos, los extremos de los arcos no pueden arrancar a la misma cota, motivo por el cual resultan ligeramente asimétricos respecto del eje que pasa por la clave.

En planta, los arcos se disponen paralelos, separados 9 m entre ejes y se acomodan a la geometría del eje de trazado, resultando arcos circulares curvos que no pueden estar contenidos en un único plano. La estabilidad

transversal de los arcos se logra conectándolos entre sí mediante diagonales rectangulares metálicas, de manera que se puede conformar una celosía curva que dispone de capacidad suficiente para resistir las cargas de diseño sin necesidad de incrementar excesivamente la sección resistente por efecto de las fuerzas transversales que se generan (ver Figura 13). El incremento de la separación de los arcos, desde los 7 m inicialmente previstos a los 9 m adoptados, ha permitido contener notablemente las dimensiones de la sección resistente, así como los espesores de chapa, siendo éstos de 15 mm para las almas, con zonas singulares de 25 mm, mientras que para las alas se han empleado chapas de 30 mm salvo en zonas de nudos donde se han dispuesto chapas de hasta 40 mm. En todos los casos se ha empleado acero resistente a la corrosión tipo S355J2W+N o S355K2W+N para chapas de espesor mayor o igual a 60 mm.

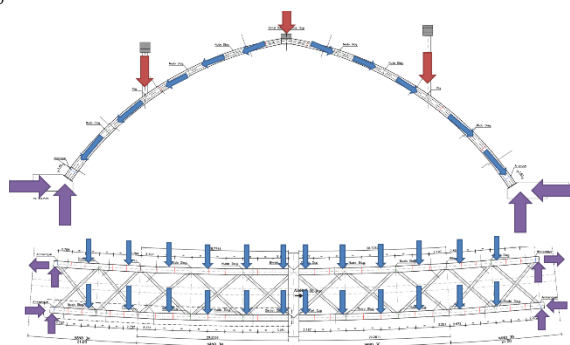


Figura 13. Fuerzas de desvío transversal.

La sección de los arcos se ha rigidizado interiormente con células de 12 mm en las esquinas, continuas a lo largo de toda su longitud (Figura 14). Se han dispuesto mamparos de rigidización de entre 15 y 20 mm de espesor, a distancias variables entre 2.7 y 3.3 m. Salvo excepciones por montaje, los mamparos son de alma llena sin pasos de hombre.

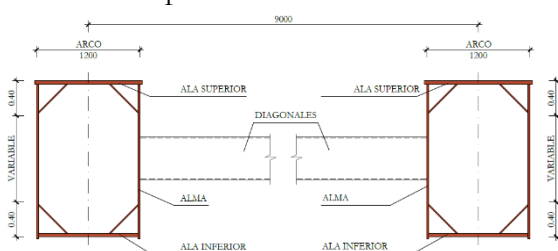


Figura 14. Sección tipo arcos metálicos.

Los arcos se arriostran entre sí mediante un conjunto de diagonales de sección rectangular hueca de 350×500 mm formadas por chapas de 12 mm. Se han diseñado uniones empotradas para las diagonales, dándoles continuidad por el interior de los arcos.

Cada uno de los arcos está compuesto aproximadamente por 167 t de acero, mientras que la celosía de rigidización entre arcos presenta una cuantía de 43 t.

2.5.2 Pilas metálicas

Los apoyos intermedios del tablero sobre los arcos se materializan mediante pilas metálicas formadas por dos fustes cuadrados de 1.2×1.2 m y chapas de 35 mm de espesor. Los fustes metálicos se arriostran entre sí mediante diagonales formadas por secciones cuadradas huecas de 300×300 mm y chapas de 12 mm (ver Figura 15). La altura de los fustes metálicos es de 7.305 m y de 11.277 m para P2a y P2c.

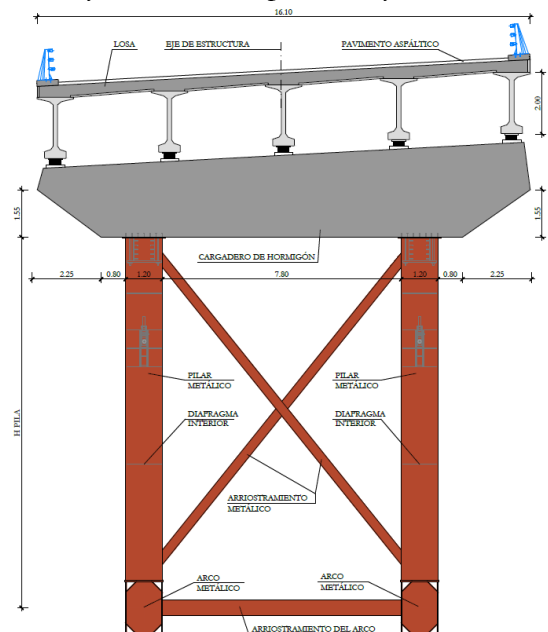


Figura 15. Alzado pilas metálicas.

Superiormente, los fustes metálicos se conectan con dinteles de hormigón de geometría y características similares a las del resto de vanos. Las conexiones entre fuste y dintel se realizan disponiendo 8 barras $\phi 26$ de acero de alta resistencia A95/105, tesadas al 80 % de su capacidad y, además, mediante el relleno parcial

de la zona superior de los fustes para generar una zona de transferencia (ver Figura 16).

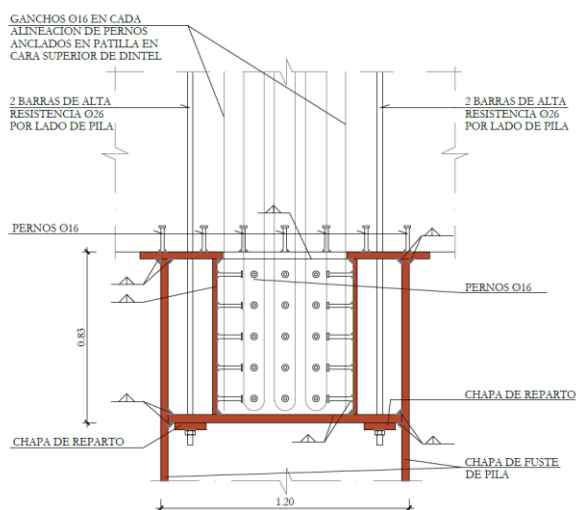


Figura 16. Detalle de conexión fuste metálico.

Las pilas arrojan cuantías moderadas, de 22 t para la pila P2a y 32 t para la pila P2c.

2.5.3 Dintel mixto en clave

El diseño geométrico de los arcos resulta algo forzado en clave, por cuanto no sólo no existe espacio suficiente para disponer fustes metálicos como en los otros casos, sino que debe garantizarse la continuidad de los arcos a través del dintel ya que se sitúan a la misma cota. La pendiente transversal del tablero genera una variación del canto del dintel entre 1.11 m y 2.01 m, mientras que la anchura es constante e igual a 2.10 m como el resto de dinteles.

En este caso se ha optado por disponer un dintel mixto formado por chapas exteriores en forma de U (chapa de fondo de 25 mm y almas laterales de 15 mm) y un relleno interior de hormigón armado (Figura 17). Para no penalizar el diseño de las chapas exteriores, el hormigonado ha tenido que realizarse en dos fases. Interiormente, todas las chapas se han rigidizado con perfiles armados en “T”, de 200×10-200×10 mm.

Interiormente se disponen chapas que garantizan la continuidad de los arcos metálicos a través del dintel de hormigón, igualmente conectadas al hormigón mediante pernos de

conexión. La cuantía de acero de 24 t obtenida resulta moderada.

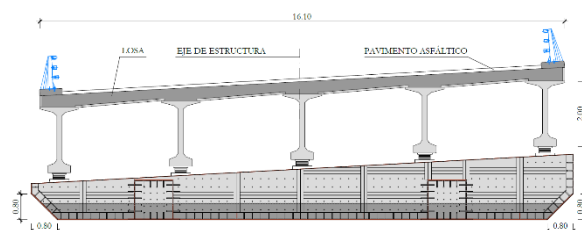


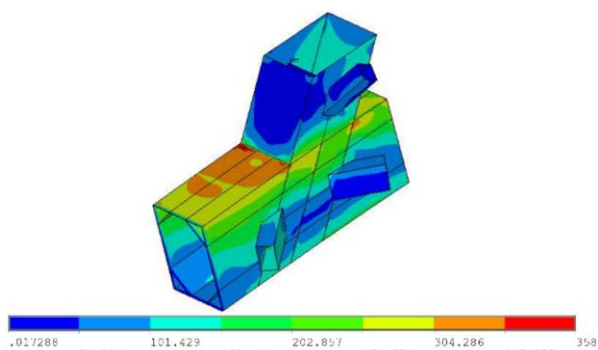
Figura 17. Alzado de dintel en clave de arcos.

2.5.4 Análisis general de arcos y detalles

Para el diseño y análisis del viaducto se han elaborado modelos de elementos finitos con elementos tipo barra para analizar la estructura tanto en fase de servicio como en cada fase provisional de montaje. Para analizar la construcción del viaducto, además, se han elaborado modelos evolutivos de la estructura.

Para la obtención de las solicitaciones en ELU de los arcos, se han realizado modelos específicos relativos a la inestabilidad global de la estructura, en los que se han tenido en cuenta imperfecciones geométricas equivalentes afines a las deformaciones de los modos críticos de pandeo elástico, realizándose un análisis no lineal en el que se tiene en cuenta la configuración deformada de la estructura en cada uno de los pasos de carga para la obtención del equilibrio global y, por tanto, de la magnitud de las solicitaciones.

Para el análisis de los diferentes nudos de la estructura (diagonales, conexiones arco-fustes, arranques, etc.) se han realizado modelos específicos de elementos finitos empleando elementos bidimensionales tipo *shell*. En todos los casos se han considerado materiales con comportamiento elastoplástico y se ha impuesto que en ELS no existan plastificaciones (o sean muy puntuales y asociadas a singularidades de la modelización), mientras que en ELU se han aceptado plastificaciones siempre y cuando las deformaciones asociadas sean aceptables y el conjunto mantenga mecanismos resistentes suficientes que garanticen la redistribución de esfuerzos (ver ejemplo en Figura 18).



**Figura 18. MEF de conexión futes-arco
(Tensiones Von Mises – Unidades: MPa).**

2.5.5 Análisis aeroelástico

La configuración de la estructura de los arcos durante el montaje es netamente diferente a la definitiva, con rigideces y masas muy distintas. A pesar de que en su configuración definitiva el viaducto tiene capacidad suficiente para resistir las acciones de viento, no se puede descartar a priori que en alguna de las situaciones provisionales sí sea sensible a experimentar fenómenos de inestabilidad o vibratorios derivados del viento. Adicionalmente, debe tenerse presente que la sección de los arcos no tiene un perfil aerodinámico óptimo (cajones rectangulares paralelos con planos de incidencia totalmente ortogonales al viento) que permita descartar que, ante la acción de vientos medios a fuertes, se puedan desarrollar fenómenos de inestabilidad de los arcos que generen vibraciones no deseadas. Todo lo anterior ha hecho necesario llevar cabo un análisis aeroelástico de la estructura. Mediante el empleo de simulaciones CFD, se examinó la respuesta aeroelástica de los arcos en las fases críticas. Durante la *Fase de máximo voladizo* resultaba necesario implementar medidas de control que impidieran la formación de una “calle de torbellinos coherente” ya que se alcanzaban oscilaciones de hasta 35 cm para velocidades de viento moderadas de 60 km/h. La medida adoptada consistió en la colocación de un sistema de montante y diagonales provisionales en el frente de avance, a modo de diafragma que hiciera trabajar a ambos arcos de forma solidaria.

Durante la *Fase de cierre de clave* las vibraciones resultaban reducidas y no suponían un riesgo para la integridad estructural de los arcos (solo apreciables a partir de velocidades de viento superiores a 130 km/h)

2.6 Construcción del viaducto

Debido a las restricciones geométricas existentes en la zona no resultaba viable la utilización de grúas de grandes dimensiones que permitieran la manipulación de grandes cargas, motivo por el cual resultaba necesario el diseño de equipos auxiliares especiales. En este contexto se optó por utilizar un sistema constructivo singular basado en adaptar el equipo lanzavigas para habilitarlo como equipo auxiliar para el montaje de los arcos. La estructura del sistema lanzavigas estaba formada por celosías metálicas que resultaban adaptables a vanos de 102 m con refuerzos moderados.



Figura 19. Montaje arcos.

El equipo lanzavigas modificado tenía capacidad suficiente para para la manipulación

de las piezas de los arcos de 40 a 70 t de peso y de 8 a 25 m de longitud, garantizando precisión suficiente en los movimientos para la colocación de las piezas y, además, estabilidad hasta la ejecución de las conexiones soldadas mínimas.

El montaje evolutivo avanzando en voladizo hasta el cierre en clave (Figura 20), genera unos esfuerzos y deformaciones durante las fases de construcción diferentes a las generadas en servicio. Para minimizar la afección de las fases constructivas en el diseño final, se han utilizado tirantes provisionales que permiten controlar en todo momento la geometría de la estructura. Se han utilizado un total de 4 tirantes de retenida traseros y ocho tirantes delanteros, con distribución simétrica para cada semiarco,

con secciones tipo de entre 4 y 8 cordones de acero activo tipo Y1860 de 150 mm² de sección nominal y una carga máxima de diseño de 100 kN por cordón



Figura 20. Montaje de clave de arcos.



Figura 21. Vista General Viaducto de La Bota.

Agradecimientos

El proyecto ha sido promovido por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible. El ingeniero director del proyecto fue D. Vicente Ferrer Pérez. Desde MC2 Estudio de Ingeniería queremos agradecer la confianza y colaboración recibida por parte del equipo de UTE PUERTO QUEROL en todas las fases del proyecto y construcción, encabezado por Enrique Durá (PASAVAL), Vicent Garcés Aparisi (GRUPO SARRION) y Juan Vicente Galván Domínguez

(GRUPO SARRION).

Al equipo de ANRO encabezado por Fernando Wirtz y Javier Casado por su colaboración en el diseño y fabricación de los arcos. Al equipo de PRECASTSOLUTIONS encabezado por Alberto García, por su colaboración en el diseño del procedimiento de montaje de los arcos. A la confianza depositada por parte del equipo de Asistencia Técnica a la Dirección de Obra llevada a cabo por TYPESA encabezada Juan Luis Faus.